



TITLE:

ライフサイクルコストを考慮した 沿岸構造物の最適設計法に関する 研究(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

辻尾, 大樹

CITATION:

辻尾, 大樹. ライフサイクルコストを考慮した沿岸構造物の最適設計法に関する研究. 京都大学, 2012, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2012-03-26

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.k16810>

RIGHT:

ライフサイクルコストを考慮した 沿岸構造物の最適設計法に関する研究

辻尾 大樹

目 次

第1章 序 論	1
1.1 研究の背景	1
1.2 研究の目的	3
1.3 本論文の構成	4
参考文献	4
第2章 沿岸構造物の性能設計に関する既往の研究	7
2.1 仕様設計と性能設計	7
2.2 沿岸構造物の信頼性設計法	9
2.2.1 信頼性設計法の概要	9
2.2.2 信頼性設計法の既往研究事例	12
2.3 沿岸構造物の最適設計法	14
2.3.1 最適設計法の概要	14
2.3.2 最適設計法の既往研究事例	15
参考文献	16
第3章 被覆材の最適設計	19
3.1 消波ブロックの最適設計法の提案	19
3.1.1 計算モデル	19
3.1.2 設定条件	23
3.1.3 最適設計とその考察	26
3.2 被覆石・ブロックの最適設計法の提案	30
3.2.1 被覆石・ブロックの安定性実験	30
3.2.2 設定条件	46
3.2.3 最適設計とその考察	48
3.3 まとめ	51
参考文献	51
第4章 消波ブロック被覆堤の最適設計	53
4.1 消波ブロック被覆堤の滑動量解析の提案	53
4.1.1 滑動量算定モデル	53
4.1.2 被災事例による滑動量算定モデルの検証	59
4.2 消波ブロック被覆堤の最適設計法の提案	67
4.2.1 計算モデル	67
4.2.2 設定条件	69
4.2.3 最適設計とその考察	70
4.3 まとめ	73
参考文献	73

第5章 消波ブロック被覆堤の最適維持管理	75
5.1 消波ブロック被覆堤の最適維持管理の必要性	75
5.1.1 消波ブロック被覆堤の最適維持管理の現状	75
5.1.2 消波ブロック被覆堤の変状事例	75
5.2 消波ブロック被覆堤の最適維持管理手法の提案	77
5.2.1 計算モデル	77
5.2.2 設定条件	80
5.2.3 最適維持管理とその考察	82
5.3 まとめ	86
参考文献	86
第6章 沖波出現分布形と年来襲回数を考慮した防波堤の滑動安定性解析	87
6.1 滑動安定性解析上の設定条件	87
6.1.1 対象波浪	87
6.1.2 沖波波浪諸元と解析手法	88
6.2 沖波出現分布形と年平均発生数の影響	91
6.2.1 沖波出現分布の影響	91
6.2.2 年平均発生数の影響	94
6.3 まとめ	96
参考文献	96
第7章 地球温暖化を考慮した沿岸構造物の最適設計	97
7.1 地球温暖化による沿岸外力への影響	97
7.1.1 海面水位	98
7.1.2 高潮偏差	100
7.1.3 波浪	102
7.2 地球温暖化による沿岸外力変化を考慮した沿岸構造物の最適設計	106
7.2.1 地球温暖化を考慮した防波堤の滑動量解析	106
7.2.2 地球温暖化を考慮した消波ブロック被覆堤の最適設計	116
7.3 まとめ	136
参考文献	136
第8章 結 論	139
謝 辞	141

第1章 序 論

1.1 研究の背景

近年，土木構造物において，コスト削減の観点から構造物のライフサイクルコスト（以下，LCCと略す）を最小化する設計手法や資産効用を最大にするアセットマネジメント手法等が検討されている．特に，道路や橋梁分野においては，維持補修計画などを含めて既に検討を終え，実行に向かって進んでいる．また，港湾分野においても，栈橋などの係留施設には，これらの方法を適用した例もある（例えば，横田ら¹⁾）．しかし，防護を目的とした沿岸構造物にこれらの方法を適用する場合には，道路・橋梁分野の土木構造物，あるいは港湾分野の係留施設等とは異なり，構造物の劣化の他に，ほぼ毎年発生する高波浪による被災を考慮する必要がある，構造物の劣化よりもむしろ高波浪等の外力による被災の方が卓越するケースが多い．

一方で，2007年に改訂された「港湾の施設の技術上の基準・同解説」（（社）日本港湾協会²⁾）にみられるように，設計供用期間にその構造物が保持しなければならない性能を規定して，それを満足するように設計する性能設計が採用されるようになってきている．このような性能設計においては，単にコストを削減するだけでなく，設計条件を上回る高波浪が来襲した場合の構造物の被災の程度や，その構造物が被災したことによる人や資産への影響など，総合的に性能を照査することが重要となる．

これまで，混成堤を対象にした最適設計法については，いくつか検討されたものがある（例えば，合田・高木³⁾など）．防波堤のLCC算出法は，設計供用期間におけるケーソンの移動量から求まる修復費を含んだ，期待総費用を求める手法である．しかし，消波ブロックなどの被覆材の補修費を考慮した沿岸構造物に対する最適設計はなされていないのが現状である．

さらに近年では，地球温暖化に伴う気候変動による海面上昇や台風の巨大化など，沿岸域における被災リスクが高まっている．2004年には，史上最多の10個の台風が日本に上陸した．その中でも，台風0423号の来襲に伴った高波は，高知県室戸沖で国内の観測史上最高の波高13.55mが観測され，多くの地域に被害をもたらした．和歌山県すさみ町の周参見漁港においても，台風0423号来襲に伴い，消波ブロック被覆堤の滑動・転倒被害が発生した．

また，2008年2月23日から24日にかけて発達した低気圧の影響によって，北陸沿岸において高波や暴風による被害が相次いで発生した．特に，伏木富山港においては，通常より長い周期を持つうねり性波浪の来襲によって，消波ブロック被覆堤の滑動被害が発生した．

防波堤の滑動量解析については，下迫・高橋⁴⁾が，期待滑動量による設計法の確立を目的として，混成防波堤の滑動量算定手法を検討した．また，谷本ら⁵⁾は，ケーソンに作用する波力の時系列変化モデルを作成し，滑動量算定モデルを構築した．消波ブロック被覆堤の滑動量解析に関しては，下迫ら⁶⁾が，水理実験の結果に基づいて，消波ブロック被覆堤に作用する波力の時系列変化モデルを求め，滑動量を考慮した設計法を消波ブロック被覆堤に拡張させた．下迫らは，防波堤の供用期間中に消波ブロックが被災しないものとして滑動量を算出しているが，防波堤が滑動被災する場合には，消波ブロックも同時に被災していることがほとんどであり，消波ブロックの被災を考慮する必要がある．

伊勢湾台風での被災以降に建設された構造物は建設後50年程度経過しており，老朽化が著しい箇所が顕在化し，構造物の補修，更新が必要とされている．特に，消波ブロック被覆堤の維持管

理では、経年的に進行する消波ブロックの天端の沈下が波力の増大を招き、大規模被災の発生に繋がることから、ブロックの積み増し等の補修時期を適切に定め、ある一定の施設の管理水準を確保するように継続的に維持管理を行っていく必要がある。さらに、予算制約が厳しい中、補修の優先度が高い施設・区間を定量的に評価・抽出し、計画的に補修を行うことが必要とされる。しかしながら、一般的には、防波堤は再現期間 50 年を想定した設計波高に対して断面が決定されるため、日常的に求められる防波堤の機能としての港内の静穏性は十分に確保されていることなどの理由によって、ブロックの沈下等の軽微な防波堤の補修への対応は積極的には為されていないのが現状である。

上記のような背景から本研究で検討する目的を次節に示す。

1.2 研究の目的

本研究は、沿岸構造物の被覆材と消波ブロック被覆堤に着目し、設計供用期間中における補修費を算出し、LCC を最小にする最適設計手法を提案するものである。また、LCC 算出の基となる防波堤の滑動量解析と波浪条件との関係を検討し、設計供用期間中の沿岸外力の変化を考慮する手法を提案するものである。

被覆材の最適設計を行うには、波浪に対する被覆材の被災度が算出できる算定式が必要となる。被覆材の被災度算定式は、その被覆材の特性を反映させる必要があるが、消波ブロックについては、既往の研究（例えば、鹿島ら⁷⁾、高橋ら⁸⁾ など）によって、消波ブロックの被災度算定式が提案されているため、それを適用している。しかし、被覆石や被覆ブロックについては、本研究で検討している対象護岸が特殊な構造を有していることから、すでに提案されている被災度算定式を適用できないため、水理模型実験を実施することで新たに算定式を求めて、使用している。

消波ブロック被覆堤の最適設計を行うには、設計供用期間中の消波ブロックの移動とともに堤体の滑動量を算定する必要がある。消波ブロック被覆堤の滑動量算定法について、下迫ら⁶⁾ は、下迫・高橋⁹⁾ で提案されたような既存の混成堤を対象とした滑動量算出モデルを、消波ブロックによる波力低減を考慮することによって消波ブロック被覆堤へ拡張し、実際の構造物設計に適用している。しかし、下迫らの方法は供用期間中のブロックの被災と補修は考慮されていない。そこで本研究では、消波ブロックの被災とそれに伴う波力増大を考慮した滑動量算定法を検討し、さらにブロックの補修を考慮して最適設計を行う。

さらに、既存の消波ブロック被覆堤に対する維持管理に対する検討として、曖昧となっている維持管理基準を明確にするために、消波ブロック天端の沈下に対する補修基準（ある補修基準としての沈下量に達したら消波ブロックを嵩上げして原断面に戻す）に着目し、設計供用期間中のブロック補充費と災害発生時の復旧費の累積補修費を算出することにより、適切な維持管理上の消波ブロックの補修基準について検討する。

防波堤の滑動量解析において、既往の研究（例えば、下迫・高橋⁴⁾）では、年1回の最大波浪を対象に設計供用期間中の累積滑動量を算出しているが、2番目、3番目の高波浪が滑動に影響を及ぼす可能性もある。年数回の高波浪来襲と高波浪の出現確率分布が滑動安定性に及ぼす影響を検討する。

最後に、今後の地球温暖化に伴う沿岸外力として、海面上昇、台風の強大化に伴う高潮偏差の増大、波浪の増大に着目し、最新の知見を取り入れて、設計供用期間中の沿岸外力変化を考慮して、防波堤の滑動量解析、最適設計を実施することで、地球温暖化に伴う外力変化の影響を把握する。

1.3 本論文の構成

本論文では被覆材を有した沿岸構造物を対象とした設計供用期間中のライフサイクルコストを考慮した最適設計手法を提案している。各章の内容は以下の通りである。

第2章 では最適設計を含んだ性能設計と仕様設計について概説し、既往の信頼性解析と最適設計手法についてレビューする。

第3章 では消波ブロック、被覆ブロック、被覆石などの被覆材に注目した最適設計法を提案し、モデル構造物での解析を実施する。被覆石・ブロックについては、被災度算定式がないため、水理模型実験を実施し、被覆石・ブロックに対する被災度算定式を導く。

第4章 では消波ブロック被覆堤を対象とした最適設計手法を提案し、モデル防波堤での解析を実施する。

第5章 では消波ブロック被覆堤を対象として、**第4章** で示した最適設計法を活用して既存構造物の最適維持管理手法を検討する。

第6章 では沖波極値分布特性や年平均発生数を様々に設定し、それらと耐波安定性の関係を把握する。

第7章 では**第4章** で提案した各最適設計手法に地球温暖化の影響を取り込むために、地球温暖化による沿岸外力の影響を評価する。地球温暖化の影響を反映してモデル構造物での解析を実施し、地球温暖化に伴う沿岸外力変化の影響が構造物の耐波安定性とLCCに及ぼす影響を検討する。

第8章 に、本研究の結論を示す。

参考文献

- 1) 横田 弘, 山内 浩, 加藤絵万, 岩波光保: 既設栈橋のライフサイクルシナリオに関する検討, 港湾技術研究所資料, No.1114, 33p., 2005.
- 2) (社)日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 1485p., 2007.
- 3) 合田良実, 高木泰士: 信頼性設計法におけるケーソン防波堤設計波高の再現期間の選定, 海岸工学論文集, 第46巻, pp.921-925, 1999.
- 4) 下迫健一郎, 高橋重雄: 混成防波堤の期待滑動量の計算法, 海岸工学論文集, 第41巻, pp.756-760, 1994.
- 5) 谷本勝利, 古川浩司, 中村廣昭: 混成堤直立部の滑動時の流体抵抗力と滑動量算定モデル, 海岸工学論文集, 第43巻, pp.846-850, 1996.
- 6) 下迫健一郎, 大寄菜々子, 中野史文: 滑動量を要求性能に設定した混成堤の信頼性設計法, 港空研報告, 第45巻, 第3号, pp.1-20, 2006.
- 7) 鹿島遼一, 榊山 勉, 清水琢三, 関本恒浩, 国栖広志, 京谷 修: 不規則波に対する消波ブロック被覆工の変形量評価式について, 海岸工学論文集, 第40巻, pp.795-799, 1993.
- 8) 高橋重雄, 半沢 稔, 佐藤弘和, 五明美智男, 下迫健一郎, 寺内 潔, 高山知司, 谷本勝利: 期待被災度を考慮した消波ブロックの安定重量ー消波ブロック被覆堤の設計法の再検討, 第1報一, 港湾技術研究所報告, 第37巻, 第1号, pp.3-32, 1998.

- 9) 下迫健一郎，高橋重雄：期待滑動量を用いた混成堤防波堤直立部の信頼性設計法，港研報告，第 37 卷，第 3 号，pp. 3-30，1998.

第2章 沿岸構造物の性能設計に関する既往の研究

本章では、仕様設計と性能設計について記述した後、信頼性設計と最適設計の既往の研究をレビューする。

2.1 仕様設計と性能設計

2007 年 7 月に改訂された「港湾の施設の技術上の基準・同解説（以降、港湾基準）」（社団法人 日本港湾協会¹⁾）では従前からの仕様設計から性能設計が導入された。

以下では、従来の仕様設計と性能設計について記述する。

表 2.1 仕様設計と性能設計

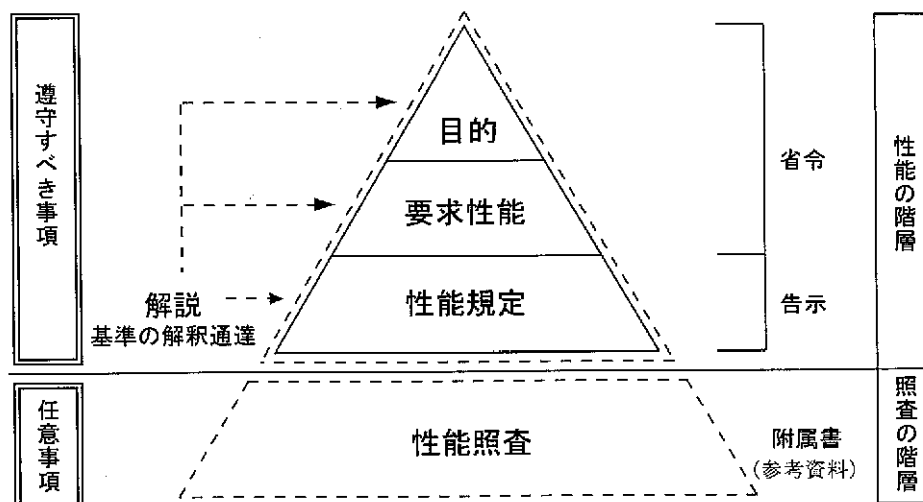
	概 要
仕様設計	構造寸法，材料，手法，手段等を基準書・示方書などで規定し，それに基づき設計する設計法
性能設計	設計供用期間中に満足すべき性能を明確に規定し，これに基づき設計する設計法

仕様設計と性能設計との比較は、以下の通りである。

従来までの「仕様設計」では基準書や手引き書などのマニュアルに準じて設計すれば失敗は少なく、作業や時間の負荷が軽減されるなど、一定以上の水準の構造物を大量に生産することに適していた。しかしその反面、本設計法で設計した構造物は、画一的な構造となることに加え、時には過大設計になることもあり、科学技術が進歩したにもかかわらず、合理的な設計とは言えない設計法であった。

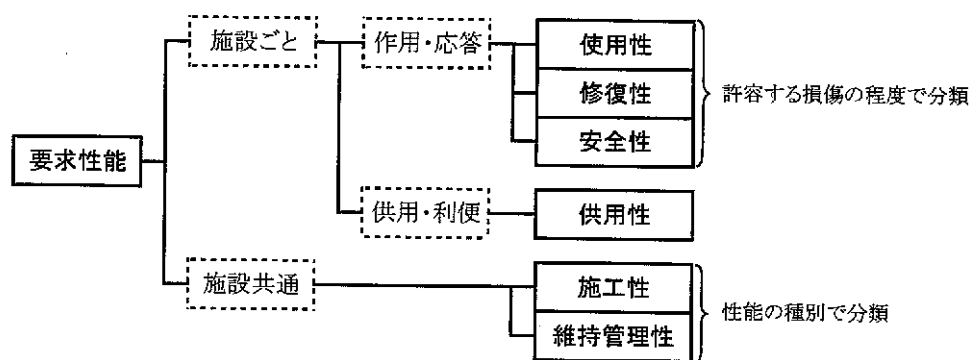
一方、「性能設計」では、設計法は自由裁量となるために高い技術力が要求されるが、地域特性や自然環境を踏まえた設計が可能となり、新しい材料の導入や新技術の開発とともに公平な競争が確保され、コストも削減される可能性が指摘されている。

こうした状況から、港湾・海岸分野では、2007 年に改訂された港湾基準において性能設計が導入され、施設の目的を達成するために当該施設が保有すべき必要な性能を「要求性能」として省令で定められた。さらに、要求性能が満たされるために必要な照査に関する規定を技術的観点で表現した「性能規定」が告示として定められた。また、実際の設計に当たっては、対象地点の諸条件によって具体的な性能を設定し、それを満足するかどうかを「性能照査」することによって設計を実施する。このような概念、位置付けは 図 2.1 に示すとおりである。要求性能としては、図 2.2 に示すように使用性、修復性、安全性、供用性、施工性、維持管理性から成り立っている。



(社)日本港湾協会 ¹⁾ p.43

図 2.1 性能階層および性能照査の位置付け



(社)日本港湾協会 ¹⁾ p.44

図 2.2 要求性能の分類

2.2 沿岸構造物の信頼性設計法

2.2.1 信頼性設計法の概要

2007 年に改訂された港湾基準では性能照査の 1 つの手法として、信頼性設計法が導入されている。他にも数値解析法や模型実験、過去の経験に基づく方法などが記載されているが、ここでは特に信頼性設計法について記述する。

信頼性設計法は施設の破壊の可能性を確率論に基づく手法によって評価する方法であり、その評価の方法に応じて 3 つの設計水準がある（表 2.2 参照）。

破壊確率が許容破壊確率以下となるかどうかを評価するレベル 3 信頼性設計法、破壊確率と関連付けられる信頼性指標を評価パラメータとするレベル 2 信頼性設計法、特性値と部分係数を乗じて設計用値を算出し、耐力の設計用値が作用効果の設計用値を上回るかどうかを評価するレベル 1 信頼性設計法である。

以下にそれぞれの設計法の概要を示す。

表 2.2 信頼性設計法の 3 つのレベル

設計水準	性能照査式	評価パラメータ
レベル 3	$P_f \geq P_f$	破壊確率
レベル 2	$\beta_T \leq \beta$	信頼性指標
レベル 1	$R_d \geq S_d$	設計用値

(社)日本港湾協会¹⁾ p.60

(1) レベル 3 信頼性設計法

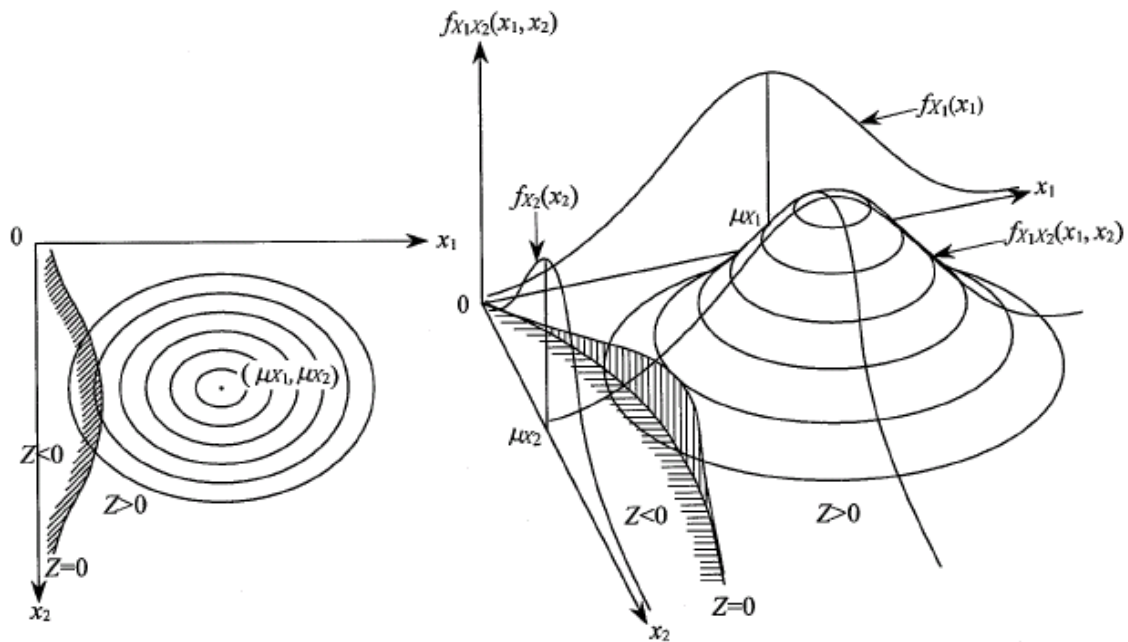
レベル 3 信頼性設計法は、各被災モードに対する真の被災確率（破壊確率）を、確率統計的手法を用いて直接計算し、破壊確率が限界値以下となるように断面諸元を設定するものである。被災モードに関する不確定要因の確率統計的な特性を十分に知っておく必要がある。

破壊確率は、確率変数の同時確率密度関数を破壊領域で多重積分することによって算出される。破壊確率の概念図は図 2.3 に示す通りであるが、破壊確率は、この同時確率密度関数の破壊領域、すなわち図の $Z < 0$ の領域体積ということになる。

実際の問題には、多重積分を適応するには困難なことが多く、一般には 3 重以上の高次の場合には困難であるし、同時確率密度関数を陽な形で求められない場合もある。このため、モンテカルロシミュレーション（以下では、MCS と略す）によって破壊確率を評価する場合がほとんどである。

MCS の一般的な手順は以下の通りである。

- ① 疑似乱数（一様乱数）を発生させる。
- ② 一様乱数を必要な確率分布および相関を有する乱数に変換する。
- ③ 得られた乱数の組み合わせを用いて、構造物の安定性を評価する。
- ④ 以上の評価を数多く実施し、破壊と判定された回数と全試行回数で除して破壊確率とする。



(社)日本港湾協会¹⁾ p.61

図 2.3 破壊確率の概念図

(2) レベル 2 信頼性設計法

レベル 2 信頼性設計法はレベル 3 信頼性設計法を簡略化したもので、破壊確率を評価するのではなく、統計確率的には平均値と分散値の範囲を用いて信頼性指標 β を評価し、これが限界値以上となるように断面諸元を決定する。

外力を S 、抵抗力を R とすると、構造物の安全性を表す性能関数 Z は以下のようなになる。

$$Z = R - S \quad (2.1)$$

Z の平均値を μ_Z と標準偏差 σ_Z をとすると、安全性指標 β は、次式のように定義される。

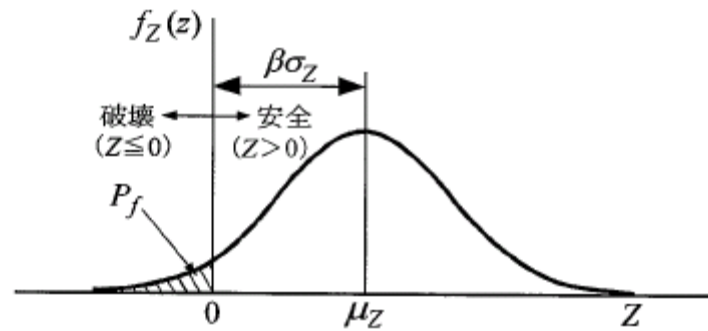
$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} \quad (2.2)$$

安全性指標 β は、図 2.4 に示すように、被災をもたらす点 ($Z=0$) から平均値がどれくらい離れているかを示す尺度であり、安全の余裕の目安である。

ここで、 R と S が独立で正規分布に従うとすれば、安全性指標は以下のようなになる。

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 - \sigma_S^2}} \quad (2.3)$$

このように R と S が独立で正規分布を仮定できると安全性を比較的容易に定量的に判定することができる。



(社)日本港湾協会¹⁾ p.64

図 2.4 信頼性指標 β

(3) レベル 1 信頼性設計法

レベル 1 信頼性設計法は、破壊確率または安全性指標 β を介して示方書の各係数値を決定する方法で、設計者は確率・統計的手法を直接用いなくても設計が可能である。

特性値に部分係数を乗じて得られる設計用値を算出し、体力の設計用値 R_d が作用効果の設計用値 S_d を上回ることを確認することによって、施設の性能を照査する手法である。

$$Z = R_d - S_d \geq 0 \quad (2.4)$$

2.2.2 信頼性設計法の既往研究事例

信頼性設計法に関する既往の研究事例については、港湾・海岸分野に限らず、土質力学等、さまざまな研究がなされている。

港湾・海岸分野における信頼性設計法の既往の研究事例として、(1)防波堤、(2)被覆材、(3)その他に分類し、主要な研究事例を以下に示す。

(1) 防波堤

防波堤の信頼性設計の事例として、Franco ら²⁾ は Brindisi 港の捨石堤と混成堤の両方について、高波の発生確率と摩擦係数のばらつきを考慮して信頼性設計を適用した。我が国においては、外山³⁾ などが防波堤の滑動について信頼性理論を適用し、摩擦係数、潮位、波高等の防波堤の滑動に影響する要素に関して感度分析を行ったが、設計に応用するまでには至っていない。

高山ら⁴⁾ は、信頼性設計法の導入に向けて当時の基準では考慮されていなかった沖波、水位、波浪変形計算、波力の算定誤差および自重や摩擦係数のばらつきの研究を紹介するとともに、それらの推定誤差を考慮して耐用年数間における防波堤の滑動・転倒遭遇確率を算定した。また、高山らは現行設計法と信頼性設計法との相違点、信頼性設計法の導入に向けての課題を検討した。

下迫・高橋⁵⁾ は、混成堤の滑動量を考慮した信頼性解析による設計法として、数値シミュレーションによって算出した供用期間中の期待滑動量（総滑動量の平均値）を指標とする設計法を提案した。

下迫ら⁶⁾ は、下迫・高橋では混成堤に限られていた設計法を消波ブロック被覆堤に拡張した。下迫らは、高知港三里地区の東第一防波堤を対象として、水理模型実験から消波ブロック被覆堤に作用する波力特性を把握し、滑動量を算出するための滑動モデル提案した。実際の現地防波堤を対象としたレベル3 信頼性設計法を適応した初めての事例である。

本研究では、下迫・高橋の滑動量算出モデルを適宜、修正・改良を加えて使用した。

(2) 被覆材

被覆材に関する信頼性設計法として、まず消波ブロックについては、半沢ら⁷⁾ がモンテカルロ法を用いた消波ブロックの期待被災度の計算法を提案した。その際、沖波波高、潮位、波浪変形計算、被災度（安定性評価式と被害履歴）について確率評価し、乱数を用いて繰返し試行し、消波ブロックの耐用年数間の期待被災度を算出した。また、高橋ら⁸⁾ は期待被災度を考慮した消波ブロックの安定重量を算定する経験式を提案し、現在、港湾基準に取り入れられている。

人工リーフ被覆石については、荒木ら⁹⁾ が粒径や摩擦係数、かみ合わせの抵抗をひとまとめた抵抗から被覆石の安定性を評価し、MCS を用いて被覆石の移動を確率論的に議論できる手法を提案した。

また、傾斜堤被覆石に関しては、高橋ら¹⁰⁾ が半沢らと同様の手法で被覆石に対する対波安定性を照査している。その際、被覆石の安定性には、ファン・デル・メーア式を用いて被覆石の安定性を照査した。

松本ら¹¹⁾ は混成堤マウンドの被覆石を対象に、CADMAS-SURF（磯部ら¹²⁾）で算出される近傍の流速から、イスバッシュ式を用いて被覆石の安定性を評価する手法を提案した。

(3) その他

その他の研究事例として、越波流量に関する信頼性解析については、間瀬ら¹³⁾が信頼性設計法によって傾斜護岸と直立護岸に対する許容越波流量の超過確率を評価している。間瀬らはレベル2およびレベル3の設計水準に基づいた被災確率の比較を行い、被災確率に影響を及ぼす不確定外力要因の影響度も併せて検討している。その際、不確定要素としては、波浪、潮位、高潮偏差に加えて越波流量算定式における不確定性を考慮した。

また、米山・白石¹⁴⁾が防衛工と係船柱を対象に信頼性解析による安全性評価手法を提案した。潮位に関しては、河合ら¹⁵⁾が主要4分潮を用いて潮位変化を算出する必要があると、正弦波で近似すると被災遭遇確率や期待滑動量が大きく見積もられることを指摘した。鳥居ら¹⁶⁾はMCSを用いて高知海岸における高潮の確率評価を行った。

高波浪および高潮を発生させる台風に関しては、その属性値やその時間変化量を統計解析からの確率的評価や回帰式に基づきMCSによって任意期間中に発生する台風の属性値を生成するものとして、確率台風モデルがあり、山口ら¹⁷⁾、橋本ら¹⁸⁾、花山ら¹⁹⁾、國富・高山²⁰⁾がそれぞれの手法でモデル化を提案している。

2.3 沿岸構造物の最適設計法

2.3.1 最適設計法の概要

本節では、海岸・港湾等の沿岸構造物の最適断面について、LCC を最小化する最適設計法を示す。

最適設計法の概念について、図 2.5 を用いて説明する。横軸は被覆材の種別（種類と質量）や堤体幅などであり、縦軸は構造物の各種費用である。被覆材を例にとると、図 2.5 に示すように、被覆材の質量を重くすると、被覆材の単価が高くなるため、一般的に初期建設費は高くなるが、一方で被災を受けにくくなるため補修費は安くなる。最適設計法とは、全種別（種類と質量）の構造物のLCC（総費用）を算出し、そのLCCが最小になる最適種別（図中の○）を選定するものである。複数の種類の被覆材や堤体幅を対象にすると、図 2.5 の曲線はその種類の数だけ求まり、その中でLCCが最小となる構造物断面を選定する。LCCとして計上する費用には、初期建設費と補修費、維持管理費、撤去費等、供用期間中に発生する全ての費用を計上することが必要であるが、本研究では、沿岸構造物被覆材を対象としているため、初期建設費と被災に伴う補修費のみを計上することにした。上記を式で表すと以下のようになる。

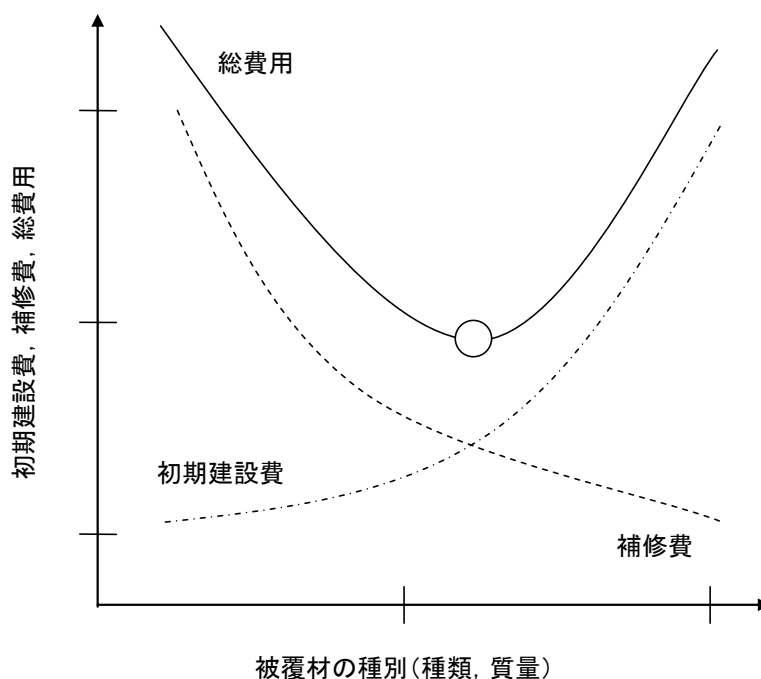


図 2.5 最適設計法の概念図

$$LCC = C_I + \overline{C_R} \quad (2.5)$$

ここで、 LCC ：ライフサイクルコスト、 C_I ：初期建設費、 C_R ：期待補修費（設計供用期間の補修費の平均値）である。

初期建設費と補修費については、一般に積算する工事価格として、図 2.6（（社）日本港湾協会²¹⁾）に示す各種費用を用いている。直接工事費は、工事の目的物を施工するにあたり直接消費さ

れる費用であり、間接工事費は、直接工事の対象物に施工されるものでなく、各工事種目に対し共通して使用されるものの費用である。

供用期間中の総補修費を検討対象とする場合、補修を行う時期が重要となる。軽微な被災で幾度も補修を繰り返すのか、破壊限界の直前になって補修するのかによって、当然、補修費は変わるはずである。しかし、直接工事費のみを補修費として計上すると、補修規模（被覆材の数）のみに依存することになるので、総補修費は補修回数に関係しなくなる。そこで、補修工事費に間接工事費を含めることで、補修回数によって異なる工事費を計上できるようにした。

間接工事費の共通仮設費、現場管理費については、純工事費等の対象費用に応じて割合が変化する。具体的には小規模な工事（600 万円以下等）では間接工事費の率が高く、大規模な工事（20 億円以上等）では、その率が低くなっており、小規模な工事を何回も繰り返すよりも、大規模な工事を 1 回する方が経済的になる。例えば、直接工事費で 5 億円の工事を 1 回実施した場合では、1 千万円の工事を 50 回実施した場合よりも、約 4,500 万円程度安くなる。したがって、本研究では、間接工事費を含めて全ての工事原価（図 2.6 の斜体太字の費用）を計上の対象とする。

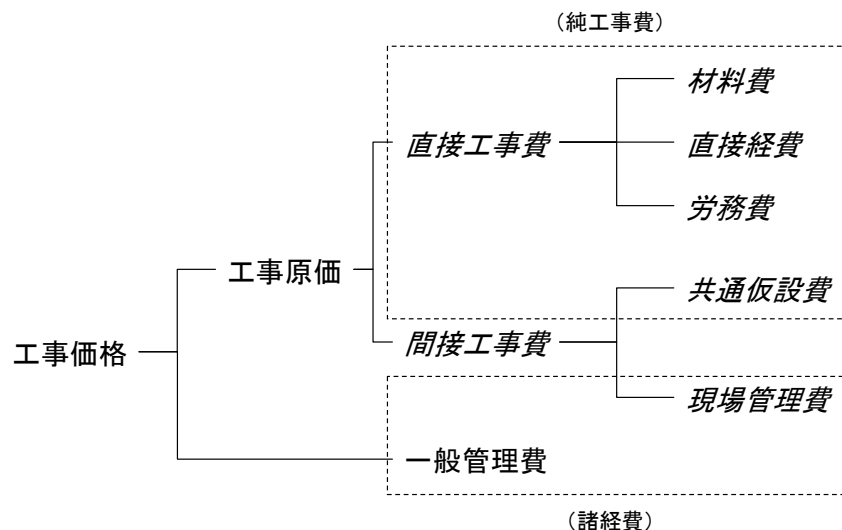


図 2.6 積算価格の構成（(社)日本港湾協会²¹⁾）

2.3.2 最適設計法の既往研究事例

混成堤に関する最適設計法については、合田・高木²²⁾や興野ら²³⁾等が提案している事例がある。

合田・高木はまず、異なる再現期間の確率波高に対して安全率 1.0 で設計し、その設計断面について、供用期間中の遭遇被災確率と期待滑動量を MCS で推定した。その期待滑動量と遭遇被災確率に基づいて復旧費を算出し、期待滑動量が許容値以下でかつ期待総費用が最小となるものを最適断面として採択することを提案した。

また、興野らは混成堤に対して、供用期間中の堤体の滑動量と沈下量を MCS によって算出し、滑動量と沈下量の関係から被災レベルを設定し、その被災レベルから復旧費を求めた。初期建設費と算出した災害復旧費を加えた総工事費が最小となる堤体幅を求める手法を提案した。

混成堤に関しては、最適設計法を適用した研究事例は数例あるが、供用設計期間中に混成堤が

滑動被災を受けた場合、復旧費用が膨大となり、その復旧費を考慮して新規構造物を設計することは現実に則さないと考えている。そこで、本研究では、護岸や防波堤の被覆材とその被覆材に覆われた消波ブロック被覆堤を対象として、堤体等の本体構造物の安定性は確保した上で、供用設計期間中に発生する被覆材の補修費を考慮した最適断面の決定法を提案する。

参考文献

- 1) (社)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，1485p.，2007.
- 2) Franco, L., Lamberti, A. Noli and U. Tomasicchio: Evaluation of risk applied to the designed breakwater of Punta Riso at Brindisi, Italy, Coastal Engineering, Vol. 10, No.2, pp. 169-191, 1986.
- 3) 外山進一：信頼性理論の防波堤滑動安定性への適用，港湾技研資料，No.540，49p.，1985.
- 4) 高山知司，鈴木康正，河合弘泰，藤咲秀可：防波堤の信頼性設計に向けて，港湾技研資料，No.785，36p.，1994.
- 5) 下迫健一郎，高橋重雄：期待滑動量を用いた混成堤防波堤直立部の信頼性設計法，港研報告，第37巻，第3号，pp. 3-30，1998.
- 6) 下迫健一郎，大寄菜々子，中野史丈：滑動量を要求性能に設定した混成堤の信頼性設計法，港空研報告，第45巻，第3号，pp. 1-20，2006.
- 7) 半沢 稔，高橋重雄，下迫健一郎：モンテカルロ法を用いた消波ブロックの期待被災度の計算，海岸工学論文集，第43巻，pp. 796-800，1996.
- 8) 高橋重雄，半沢 稔，佐藤弘和，五明美智男，下迫健一郎，寺内 潔，高山知司，谷本勝利：期待被災度を考慮した消波ブロックの安定重量－消波ブロック被覆堤の設計法の再検討，第1報－，港湾技術研究所報告，第37巻，第1号，pp.3-32，1998.
- 9) 荒木進歩，藤原由康，出口一郎：確率論的手法を用いた人口リーフ被覆石の安定性の検討，海岸工学論文集，第46巻，pp. 901-905，1999.
- 10) 高橋重雄，半沢 稔，下迫健一郎：捨石傾斜堤の耐波安定性に関する性能照査法，海岸工学論文集，第50巻，pp. 761-765，2003.
- 11) 松本 朗，半沢 稔，高橋重雄：モンテカルロ法による混成堤マウンド被覆石の移動のシミュレーション，海岸工学論文集，第50巻，pp. 781-785，2003.
- 12) 磯部雅彦，高橋重雄，余 錫平，榊山 勉，藤間功司，川崎浩司，蔣 勤，秋山 実，大山洋志：数値波動水路の耐波設計への適用に関する研究－VOF法基本プログラムの作成－，海洋開発論文集，第15巻，pp. 321-326，1999.
- 13) 間瀬 肇，高橋真弘，安田誠宏，Maria T. Reis，Terry S. Hedges：信頼性解析による越波流量の許容超過確率評価および護岸天端高の設定方法に関する研究，海岸工学論文集，第54巻，pp. 891-895，2007.
- 14) 米山治男，白石 悟：信頼性解析に基づいた防衛工および係船柱の安全性評価に関する検討，港湾技術研究所資料，No.1089，86p.，2004.
- 15) 河合弘泰，高山知司，鈴木康正，平石哲也：潮位変化を考慮した防波堤堤体の被災遭遇確率，港湾技術研究所報告，第36巻，第4号，pp.3-41，1997.

- 16) 鳥居謙一，人見 寿，福島雅紀：高知海岸によける潮位の確率的評価に関する研究，海岸工学論文集，第 48 巻，pp. 296-300，2001.
- 17) 山口正隆，畑田佳男，大木泰憲，西村教博，中村雄二：確率的台風モデルに基づく台風時浅海波浪の極値推算システムの適用性，海岸工学論文集，第 42 巻，pp. 246-250，1995.
- 18) 橋本典明，佐藤裕司，松浦邦明，市川雅史：確率台風モデルの構築とその統計的特性，海岸工学論文集，第 48 巻，pp. 456-460，2001.
- 19) 花山格章，関本恒浩，鵜飼亮行，高木泰士，畑田佳男，山口正隆：確率的台風モデルを用いた信頼性設計法，海岸工学論文集，第 49 巻，pp. 926-930，2002.
- 20) 國富將嗣，高山知司：大阪湾における高潮と高波の同時正規確率特性，海岸工学論文集，第 52 巻，pp. 216-220，2005.
- 21) (社)日本港湾協会：港湾土木請負工事積算基準，2009.
- 22) 合田良実，高木泰士：信頼性設計法におけるケーソン防波堤設計波高の再現期間の選定，海岸工学論文集，第 46 巻，pp. 921-925，1999.
- 23) 興野俊也，赤石沢総光，阿部光信，長舩 徹：性能設計活用による防波堤の設計合理化について，海岸工学論文集，第 47 巻，pp. 816-820，2000.

第3章 被覆材の最適設計

本章では、防波堤や護岸の被覆材としての消波ブロックについて、モデル護岸を対象として最適設計を実施し、被覆石・ブロックについては、具体的な埋立護岸を対象にした最適設計を実施する。被覆石・ブロックについては、被災度算定式がないため、水理模型実験を実施し、被災度算定式を導き、最適設計に反映させた。

3.1 消波ブロックの最適設計法の提案

3.1.1 計算モデル

(1) 消波ブロックの被災規模の算定

消波ブロックの最適設計を実施する上で、供用設計期間中の消波ブロックの補修費を考慮する必要がある。そのためには、消波ブロックの波浪に対する被災度や安定性を評価する必要がある。

被覆材の所要安定質量を算定するために用いられるのは、以下に示すハドソン式である。

$$W = \frac{\gamma_r H_{1/3}^3}{N_s^3 (S_r - 1)^3} \quad (3.1)$$

ここに、 W ：所要重量、 N_s ：安定数、 $H_{1/3}$ ：有義波高、 S_r ：ブロックの海水に対する比重、 γ_r ：被覆材の単位体積重量である。ハドソン式は、被覆材を動かす主要な力を抗力、流速の 2 乗に比例する力として、被覆材の水中重量による摩擦力と抗力との釣り合いから求められた式である。ハドソン式は非常に有用な簡便式であるが、被災の程度（被災度）や作用波数の影響等が考慮できない。

本研究では、消波ブロックの補修費を求めるために、被災度や作用波数を考慮する必要がある。そのため、本研究では、高橋ら¹⁾が提案している消波ブロックの安定数算定式を用いて被災規模を設定し、被災規模に応じて逐次ブロックを補修し、設計供用期間中の期待補修費を算出する。なお、高橋らの提案式は以下の通りである。

$$N_s = \frac{H_{1/3}}{(S_r - 1)D_n} = C_H \cdot \{a(N_o / N^{0.5})^c + b\} \quad (3.2)$$

ここに、 N_s ：安定数、 $H_{1/3}$ ：有義波高、 D_n ：ブロックの代表径、 N_o ： D_n 幅の断面内におけるブロックの移動個数、 S_r ：ブロックの海水に対する比重、 N ：波数、 C_H ：砕波の効果を表す係数 ($=1.4 / (H_{1/20} / H_{1/3})$)、 a 、 b 、 c ：消波ブロックの形状や法面勾配ごとに決まる定数であり、本章では、例として法面勾配 4:3 のテトラポッドを対象としているため、 $a=2.32$ 、 $b=1.33$ 、 $c=0.2$ を用いる。ブロックの代表径については、体積の 3 乗根とし $D_n = \sqrt[3]{W/\rho}$ (W ：ブロックの質量、 ρ ：コンクリートの密度) で表すことができる。

年 1 回の高波浪に対する被災度 N_o は、式 (3.2) において高波浪時に来襲した波浪の有義波高 $H_{1/3}$ 、波数 N 、対象ブロックの代表径 D_n から算出することができる。また、高橋らに従って被害の履歴を考慮できるように累積被災度を次のように算出している。

当該年における入射波高 $H_{1/3}(i)$ 、前年までの累積被災個数 $N_o(i-1)$ とし、当該年における波浪 $H_{1/3}(i)$ が来襲したときに前年度までの累積被災個数 $N_o(i-1)$ が生じる波数 N' を、式 (3.2) を変形した次式から求める。

$$N' = \left(\frac{H_{1/3}(i)/C_H(S_r-1)D_n-1.33}{2.32} \right)^{-10} N_o(i-1)^2 \quad (3.3)$$

そして、当該年における波浪 $H_{1/3}(i)$ の発生波数 $N(i)$ に加えた $N=N'+N(i)$ と $H_{1/3}(i)$ を用いて、式 (3.2) を変形した次式で当該年までの累積被災個数 $N_o(i)$ を求める。

$$N_o(i) = \left(\frac{H_{1/3}(i)/C_H(S_r-1)D_n-1.33}{2.32} \right)^5 N^{0.5} \quad (3.4)$$

この $N_o(i)$ が要補修被災度 R_d から求まる被災個数 N_a より大きくなると補修を開始することになる。補修後は、被災個数を 0 として次の年の被災個数を算定し、累積被災個数が N_a を越える毎に補修をすることになる。

(2) 計算フロー

本論文では最適設計のフローを 図 3.1 に示すように提案している。また、図 3.1 中の期待補修費の算出については、詳細なフローを 図 3.2 に示している。

I. 被覆材の設定

被覆材の代表径（トン型）や密度、空隙率等の被覆材の諸元を設定する。質量の小さい被覆材から大きなものまで代表径で設定し、1 つを抽出して検討に入る。

II. 初期建設費の算出

抽出した代表径に対して単価を設定し、代表径に応じた天端幅を求め、天端高と水深から初期断面を決定し、初期断面から被覆材の数量（単位幅あたりの個数）を算出し、被覆材の単価と数量を乗じて初期建設費を算出する。ただし、対象断面が確定している場合は、初期断面における被覆材の単位幅あたりの個数を算出して初期建設費を設定する。

III. 期待補修費の算出

設計供用期間の期待補修費の算出方法は、以下の通りである。

- i) 対象地区に対して設定した沖波発生頻度分布から、乱数を用いて 1 回の高波浪を抽出する。
- ii) 抽出した沖波波浪に対して波浪変形計算を行い、対象地点直前での波浪諸元を算出する。波浪変形計算による算定誤差を考慮して、波浪諸元を決定する。
- iii) 1 回の高波浪の作用時間（本稿では 2 時間とした）中における有義波高と作用波数から、後述する被災度算定公式によって被災度を算出する。この時、該当年までの相当作用波数を算出した後、相当作用波数と該当年の作用波数を足し合わせ、被災度算定公式に代入して累積被災度を算出する。
- iv) 累積被災度がある補修基準（要補修被災度： R_d ）を上回ると補修し、その時の補修費を算出する。

v) i)～iii)を設計供用期間繰り返し、設計供用期間中の総補修費を算出する。

vi) i)～iv)を期待値の変動が小さくなるように繰り返し（本研究では 1,000 回とした）、総補修費の期待値（平均値）、すなわち期待補修費を算出する。

IV. LCC の算出

II.で算出した初期建設費と III.で算出した期待補修費を足し合わせて LCC を算出する。

V. 最適被覆材の決定

I.～IV.を各質量の被覆材について繰り返す。繰り返し計算によって算出した被覆材の各質量別 LCC の中で、最小となる LCC に対応する被覆材が最適被覆材となる。

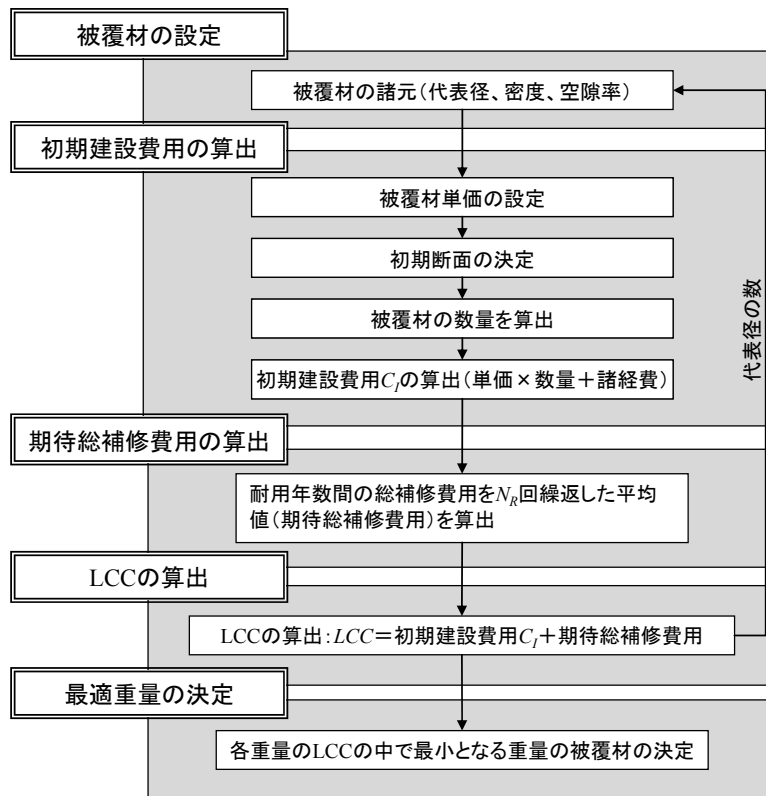


図 3.1 最適設計のフロー

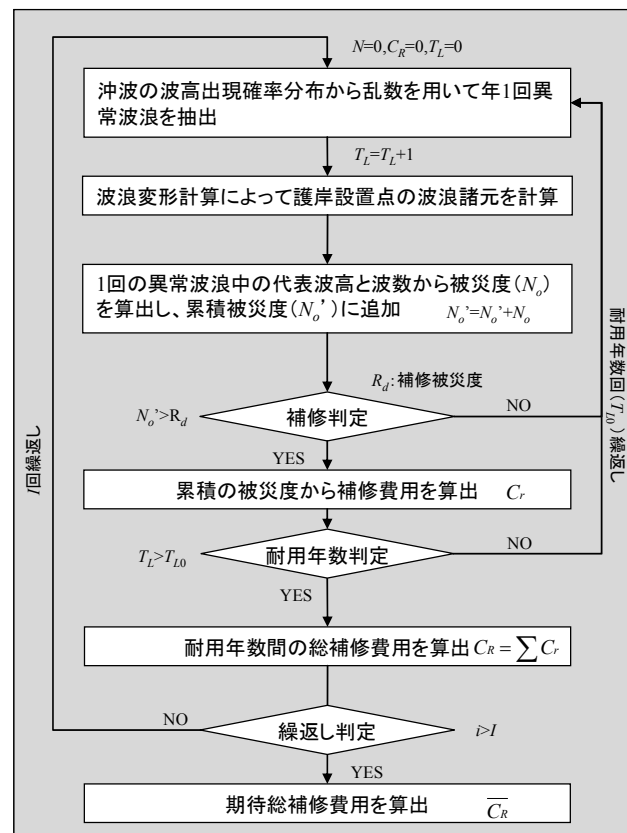


図 3.2 期待補修費算出の詳細フロー

(3) 前提条件

1) 被覆材の諸元

初期建設費や補修費を算出する際には被覆材の代表的な単価を用いる。また、被覆材の諸元としては、被覆材の質量を単位体積質量で除して体積を求め、その体積の 3 乗根を代表径として、被覆材の大きさを代表させる。

2) 来襲波浪および潮位変動の出現確率分布

来襲波浪の出現確率分布には、検討対象地点において設定されている沖波出現確率分布を用いる。

また、潮位の影響を取り込んだ被災度算定式を用いる場合には、潮位の確率分布を考慮する必要がある。この分布形については河合ら²⁾が検討しており、本研究ではそれに従って、潮位の出現確率分布として、朔望平均満潮位 (H.W.L.) と朔望平均干潮位 (L.W.L.) の出現確率が最も小さく、平均水位の出現確率が最も大きくなるように近似した三角形分布を用いた。

3) 補修条件

補修時期は、被覆材の被災度から決定する。被災度とは、設計供用期間中に被覆材が受けた被災面積の、全被覆面積に対する割合と定義する。計算では、累積被災度がある修復基準の被災度（これを要補修被災度 R_d と呼ぶ）に達すると修復するように設定している。当然のことながら、要補修被災度によって補修費は異なってくる。現行の被覆材設計で用いられている安定数からすると、設計供用期間中に 1% 程度の被災度を目標としている。本研究では、被災したブロックを補修することを考慮しているため、被災度を緩和し、要補修被災度を 5% と設定した。さらに、要補修被災度を 1~50% の間で変化させて、補修費に対する影響を調べている。また、補修費の算出にあたっては、被災箇所に新規に被覆材を補充し、原形復旧するものとし、補修にかかる単価としては、初期建設費の算定に使用した単価を用いている。

3.1.2 設定条件

(1) 消波ブロックの諸元

初期建設費および補修費に用いる消波ブロックの単価、消波ブロックの質量および代表径を **表 3.1** に示す。消波ブロックの単価には、製作と転置、運搬据付費を含んでおり、2t 型から最大 80t 型までの消波ブロックの単価を示している。

表 3.1 消波ブロックの諸元

トン型 (t)	実質量 (t)	代表径 (m)	単価 (千円／個)
2.0	1.84	0.93	39.0
3.2	2.88	1.08	48.3
4.0	3.68	1.17	55.8
5.0	4.60	1.26	72.9
6.3	5.75	1.36	83.6
8.0	7.36	1.47	99.1
10.0	9.20	1.59	122.6
12.5	11.50	1.71	137.0
16.0	14.49	1.85	171.2
20.0	18.40	2.00	203.0
25.0	23.00	2.15	246.1
32.0	28.75	2.32	288.4
40.0	37.03	2.53	378.2
50.0	46.00	2.71	461.4
64.0	58.88	2.95	583.3
80.0	80.50	3.27	772.6

(2) 計算条件

計算条件を表 3.2 に示す。計算の簡略化のため、計算対象を消波ブロックのみとし、図 3.3 に示すように捨石マウンド層を設定せず、防波堤や護岸の前面をブロックで被覆した場合を想定している。

表 3.2 消波ブロック計算条件

項目	値
50 年確率沖波波高	$H_0 = 5.0 / 7.0 / 9.0\text{m}$
沖波発生頻度分布	Weibull 分布 ($k = 1.0$) $H_0 = 5.0: A = 0.8, B = 1.87$ $H_0 = 7.0: A = 1.3, B = 1.91$ $H_0 = 9.0: A = 1.7, B = 2.35$
水深	1 m ~ 10 m
天端幅	天端 2 個並び
天端高	2.5 m ~ 6.0 m (水面から)
法面勾配	1 : 4/3
マウンド層	なし
トン型	2 t ~ 80 t 型
K_D 値*	8.3
要補修被災度	被災度 1% ~ 50%
設計供用期間	50 年
繰り返し回数	1,000 回

* ハドソン式中に用いられる定数で、主として被覆材の形状および被害率などによって決まる ((社)日本港湾協会³⁾)

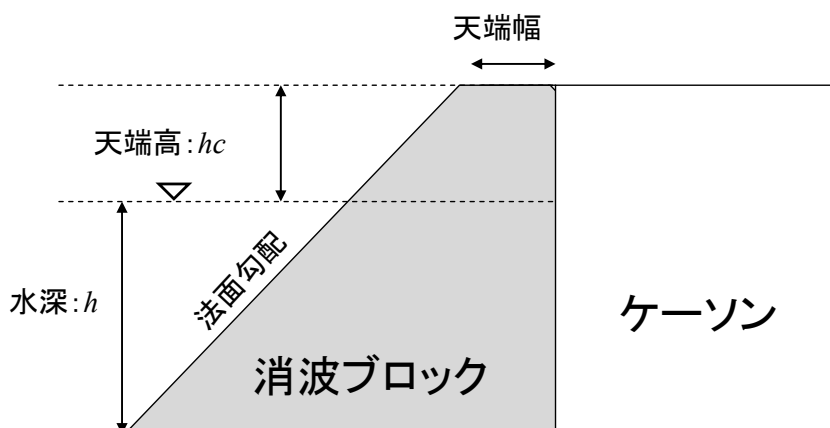


図 3.3 消波ブロックの設置例

3.1.3 最適設計とその考察

(1) 初期建設費とLCCの比較

計算例として、50 年確率沖波波高 9m、水深 5m、天端高（水面から）5.7m、要補修被災度 5%、その他の条件は表 3.2 の通りとして、1000 回の繰り返し計算を実施した。この時の補修費と総費用の期待値を初期建設費と併せて図 3.4 に示す。初期建設費のみで考えると、10t 型（代表径：1.59m）の 979 千円/m（初期建設費のみ）が最も安いですが、補修費を含めて LCC を考えると、初期建設費で最も安い 10t 型（代表径：1.59m、LCC：981 千円/m）よりも、12.5t 型（代表径：1.71m、LCC：980 千円/m）の方が安くなり、これが最適質量となる。また、従来のハドソン式で求まる必要質量は 8t 型（代表径：1.47m、LCC：1,005 千円/m）となり、最適質量 12.5t 型よりは軽い質量となる。

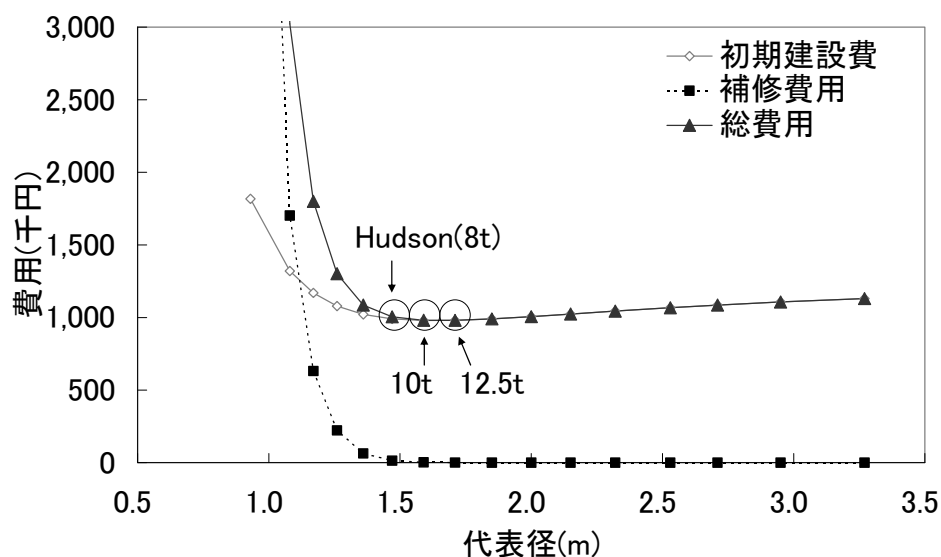


図 3.4 初期建設費と 1,000 回繰り返し計算の補修費および総費用の期待値

（水深 5m、沖波波高 9m、要補修被災度 5%）

(2) 要補修被災度による影響

補修する時期を決定する要補修被災度 R_d の違いが LCC へ及ぼす影響を検討するために、要補修被災度を 1%～50% の 5 段階に変えて LCC を算出した。要補修被災度と補修するブロック数の目安を表 3.3 に示している。

水深 5m の護岸を例に、2t 型と 10t 型について、1%～50% の各要補修被災度で補修した場合の最小のブロック数を示したものである。10t 型で見ると、初期断面で 1m 当り 7.25 個のブロックを設置しているが、要補修被災度 1% では 0.07 個/m（延長 1km では 70 個）、要補修被災度 5% では、0.36 個/m（延長 1km では 360 個）、要補修被災度 50% では、3.63 個/m（延長 1km では 3630 個）となっている。

水深 5m、50 年確率沖波波高 9m で計算を行った結果を図 3.5 に示す。要補修被災度を大きくすると、各代表径の補修費は小さくなり、全体的に LCC は安くなる傾向にある。これは、2.3.1 で述べたように、小規模な工事を幾度も繰り返すよりも、大規模な工事を 1 回する場合の方が総工事費は安くなるからである。

また、表 3.4 に示したLCCが最小となる最適質量について着目すると、要補修被災度 R_d が 1%、5%では 12.5t型が最適であるが、 R_d が 10%、30%、50%では 10t型が最適となり、要補修被災度を大きく設定すれば、ブロックの最適質量が軽くなることがわかった。また、最適質量のLCCについては、要補修被災度を大きく設定すれば安くすることができる。しかし、要補修被災度を大きくすると、大きな被害を受けたままの状態で供用されることになり、越波流量の増大に対する背後の安全性や構造物にかかる波力の増大に対する構造物の安定性についても、検討が必要であることに注意しなければならない。

表 3.3 要補修被災度に対する補修ブロック数の目安

要補修被災度： R_d	2t 型 (個/m)	10t 型 (個/m)
1%	0.30	0.07
5%	1.48	0.36
10%	2.96	0.73
30%	8.88	2.18
50%	14.81	3.63

* 水深 5m に対するブロック数

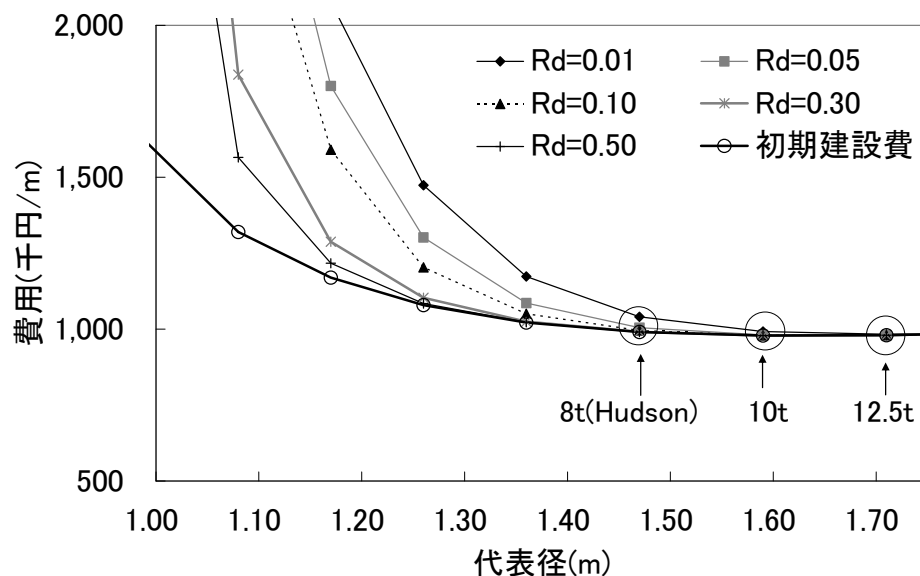


図 3.5 要補修被災度 R_d による LCC への影響 (水深 5m)

表 3.4 要補修被災度による LCC の変化

	要補修被災度				
	1%	5%	10%	30%	50%
LCC(千円/m)	983.1	980.4	979.4	978.7	978.7
最適質量	12.5 t	12.5 t	10 t	10 t	10 t

(3) 水深による影響

護岸設置水深がLCCへ及ぼす影響を検討するために、護岸設置水深 h を1m～10mに変化させて各水深に対するLCCの算出を行い、最適質量を選定した。この場合、要補修被災度は5%に固定した。50年確率沖波波高を7mに設定した場合のLCC算出結果を図3.6に示す。図中の○は各水深におけるLCCの最小値、●は各水深別にハドソン式で算出した必要質量ブロックのLCCである。ただし、○と●が一致している場合は○のみを表示している。

水深が深くなると（ここでは水深8m以上）、LCCによる最適質量は、ハドソン式で算出した必要質量と一致するようになる。従来の設計法であるハドソン式によって設定したブロック質量は最適質量になることがわかった。一方で、水深の浅い（ここでは水深7m以下）場合には、ハドソン式で求まる必要質量とLCCによる最適質量は一致せず、ハドソン式で算出した質量が軽くなる。したがって、水深の浅い場合には、ハドソン式で算出した質量のブロックを用いると、LCCは高くなることがわかった。

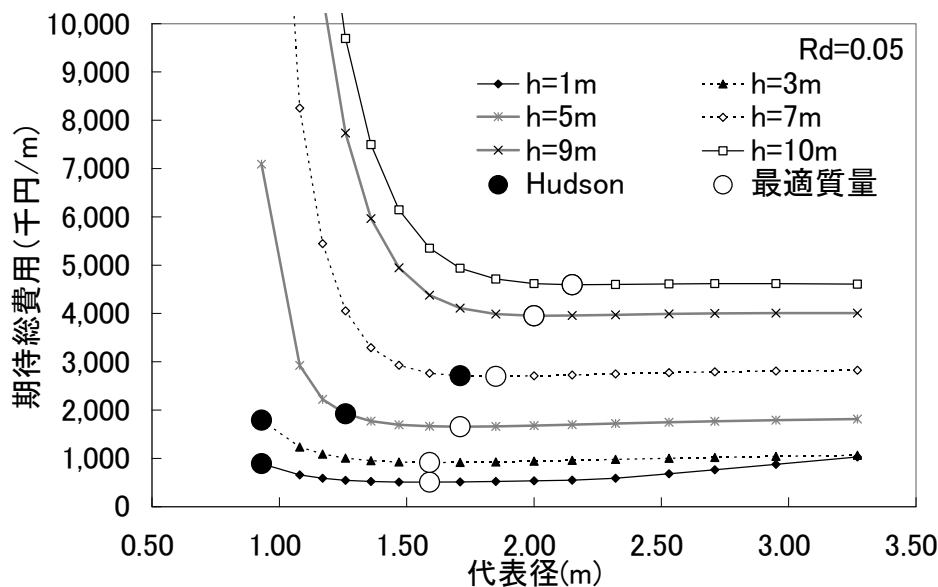


図 3.6 水深の違いによる LCC の変化（要補修被災度 5%）

(4) 50 年確率沖波波高による影響

来襲波浪の影響を検討するために、50年確率沖波波高 H_0 を5, 7, 9mの3段階に変化させてLCCの算出を行った。水深7mで要補修被災度が5%とした場合の計算結果を図3.7に示す。図中の○と●は図3.6におけるものと同じである。図3.7では、 $H_0 = 5m$ および7mの場合には、ハドソン式で求まる質量はLCCによる最適質量ではないが、 $H_{1/3} = 9m$ の場合には最適質量となる。したがって、ハドソン式で求まる質量が最適であるかどうかは、(3)で述べた護岸設置水深との関係に加えて、対象とする来襲波浪（50年確率沖波波高）にも関係していることがわかった。

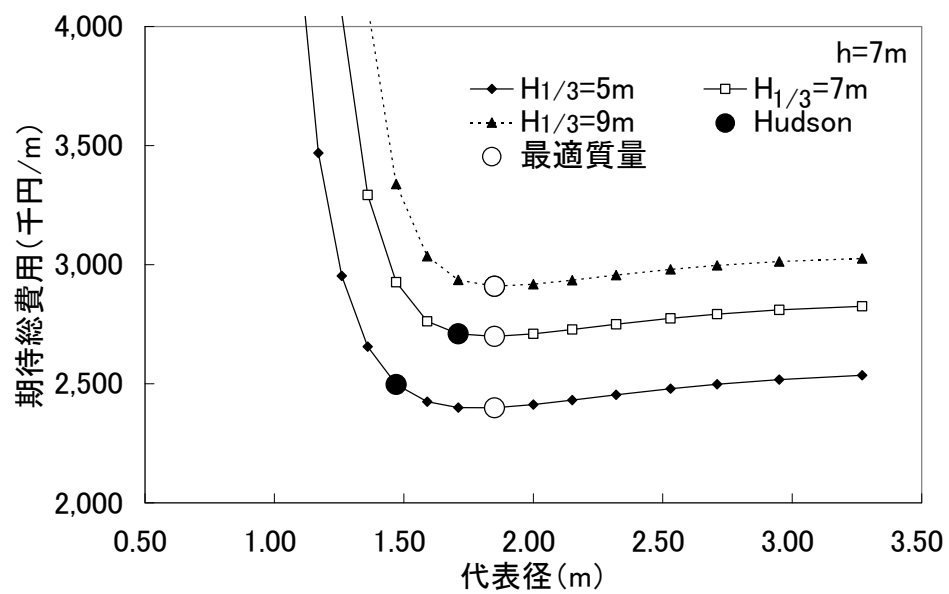


図 3.7 50 年確率沖波波高の違いによる LCC の変化

(水深 7m, 要補修被災度 5%)

3.2 被覆石・ブロックの最適設計法の提案

3.2.1 被覆石・ブロックの安定性実験

被覆材の最適設計を試みた護岸は、写真 3.1 に示す大阪市此花区北港緑地地先に建設中の大阪沖埋立処分場北護岸である。被覆石や被覆ブロックの設置が検討されているが、これらの被覆材に関する被災度算定式が明確にされていない。本検討護岸は図 3.8 に示すように中段にテラスを有する斜面護岸となっている。そこで、対象護岸について水理模型実験を行い、被覆材の被災度を算出する実験式を導出した。なお、本対象区域は既設計において 4t エックスブロックが所定の安定性を有し、経済的であると報告されており、ここでは、1t ～4t の被覆石と 4t のエックスブロックを対象被覆材として検討を進める。



写真 3.1 検討対象護岸位置図

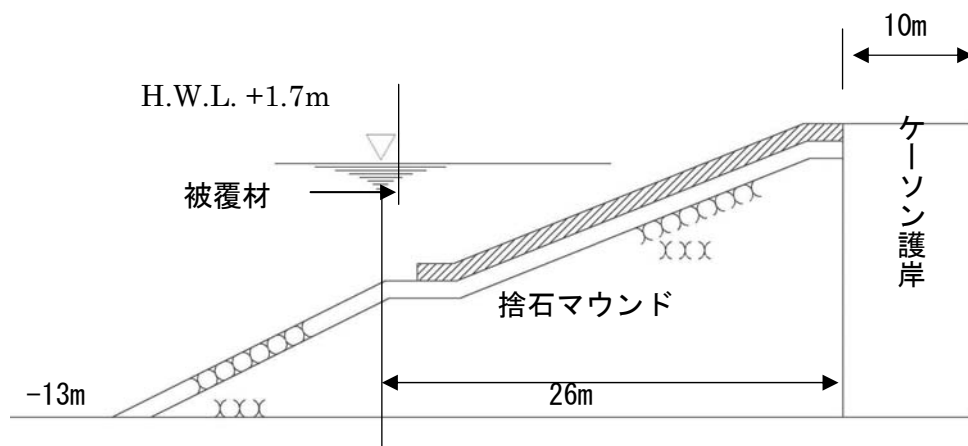


図 3.8 護岸断面模式図

(1) 実験方法および条件

1) 実験施設および護岸模型

本実験は、京都大学防災研究所宇治川オープンラボラトリー内の多目的造波水路（幅 1.0m×長さ 50.0m×高さ 1.5m）を使用して実施した。

長水路中に水平模型床を製作した。沖での一様水深は 0.82m、堤前では 0.52m とした。基礎捨石の上にコンクリートで製作したケーソン護岸模型を設置した。

被覆石および基礎捨石模型については、表 3.5 に示す質量の砕石を、ふるいわけによって選別して使用した。最下層には、基礎捨石として砕石を適宜設置した。400～600kg相当の基礎被覆石を、捨石の上に 3cm厚で設置した。その上に、検討対象の被覆石模型（3t, 2t）を 2 層積み、もしくはエックスブロック（4t）を 1 層積みで設置した。

2) 実験条件

本実験において、実験縮尺は、水槽規模、造波機能力等を考慮し、1/25 とした。また、潮位は、H.W.L. : D.L.+1.70m（模型水深 89.8cm）および L.W.L. : D.L.+0.10m（模型水深 83.4cm）の 2 種類とした。

入射波としては、修正ブレッドシュナイダー・光易型のスペクトルを持つ不規則波を用いた。対象護岸における入射有義波高は波向W方向の高波浪の確率分布から 10, 20, 50, 100 年の確率波を 3.0, 3.3, 3.5, 3.8mとして与え、これらの波の周期は、波形勾配を $H_0/L_0=0.04$ で一定として求めている。その結果、実験に用いた入射波の条件は模型値で表 3.6 のようになった。ここに、 L_0 は沖波の波長である。

3) 実験方法

実験においては、同じ有義波高の波浪条件であっても、波群の連なりが被覆材の安定性に影響を及ぼすと考えられるため、乱数のシードを変えて波高の時系列を変化させ、異なる 2 もしくは 3 波群について検討した。

1 ケース 1 造波あたり有義波周期の波で 500 波（例：1.7 秒×500＝14 分 10 秒）を作用させ、造波後の被災被覆石の個数と被災状況を観察した。作用波数に対する被災個数の変化を調べるために、さらに続けて 500 波を作用させ、合計 1000 波作用した場合の被災個数と被災状況を観察した。

被覆材の被災個数の確認は、造波前後の写真および造波中のビデオ画像による目視により行った。ここで、移動量が被覆石 1 個以上あるものまたは浮き上がりが被覆石厚 1/2 以上のものを被災と判断した。各ケースの被害率は、2～3 回の繰り返し回数数の平均値で表すこととした。さらに、被覆石については、レーザー変位計を用いて 3 測線を計測し、それらを平均することで単位幅あたりの被災面積を求めた。

また、被覆石の被災箇所の特性を詳細に調べるために、写真 3.2に示すように、護岸側から赤、白、橙、緑、黄の順に層を区分した。

表 3.5 捨石および被覆石質量

	現地 (kg)	模型 (g)	必要数量 (m^3)	縮尺
被覆石 (3t)	3000	192	1.0	1/25
被覆石 (2t)	2000	128	1.0	1/25
基礎 被覆石	400～600	25.6～38.4	0.8	1/25

表 3.6 堤体の入射波条件（模型値）

模型値	確率波			
	10年	20年	50年	100年
$H_{1/3}$ (cm) H.W.L.	12.0	13.0	14.1	15.2
L.W.L.	11.9	13.0	14.1	15.1
$T_{1/3}$ (s)	1.5	1.6	1.6	1.7

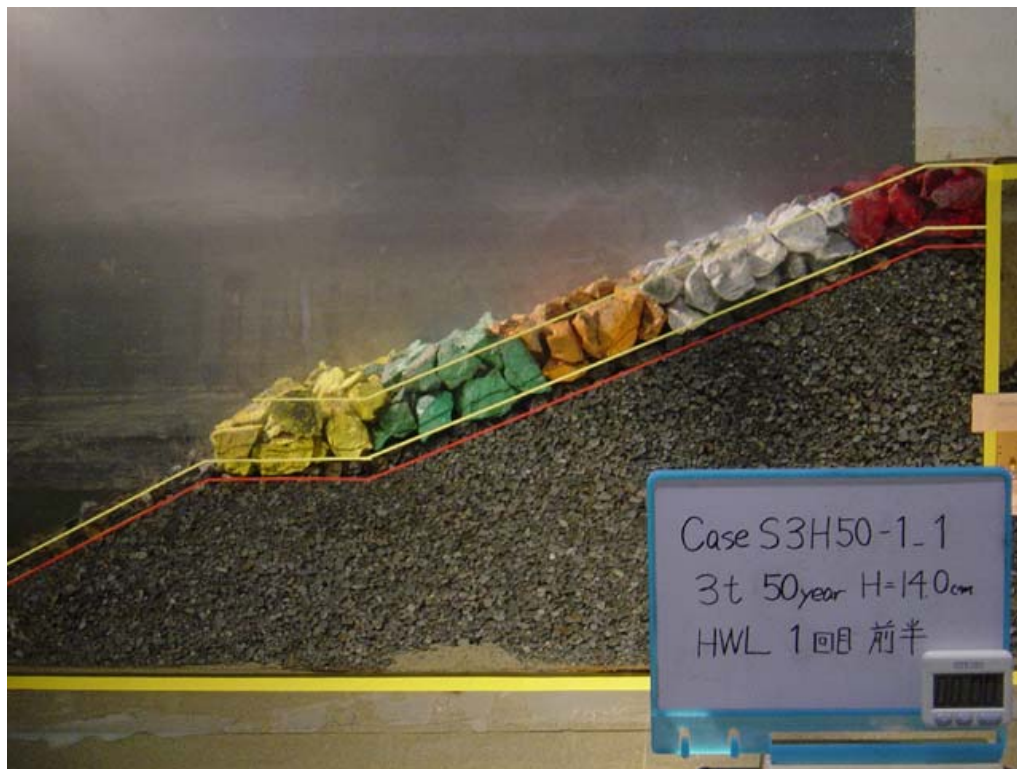


写真 3.2 実験護岸断面形状

(2) 実験結果

1) 被覆石の被災状況

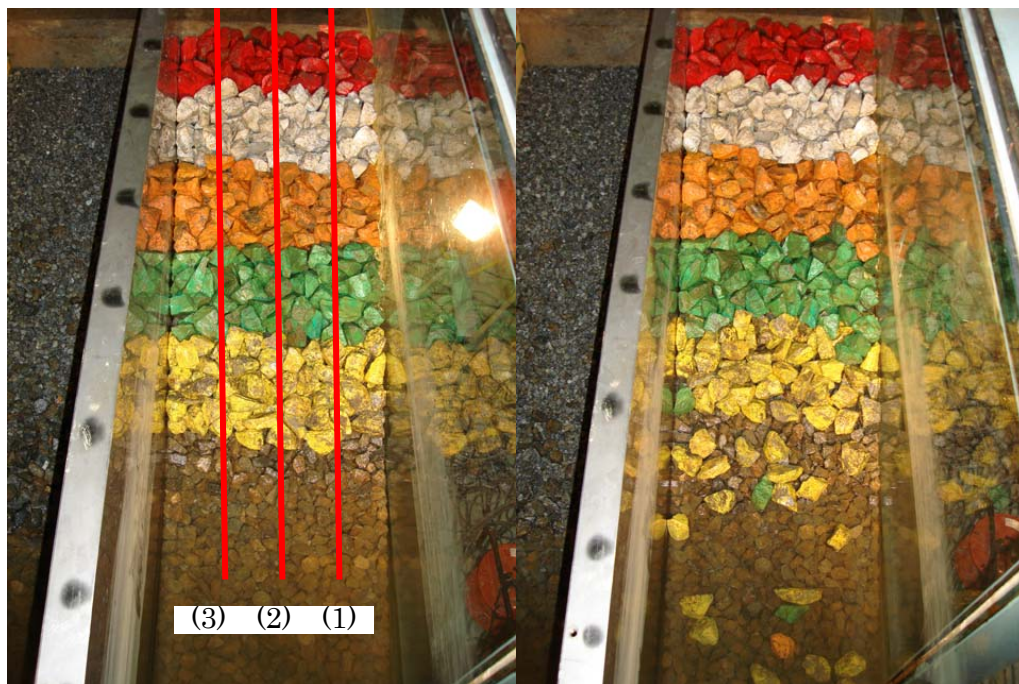
被覆石について、実験によって最も被災した例を以下に示す。被覆石の質量が 3t で、波浪条件が 100 年確率波 ($H_{1/3} = 0.151\text{m}$) で潮位 L.W.L. の場合の実験結果を **写真 3.3** と **図 3.9** に示す。**写真 3.3** は、(a) 初期条件と (b) 1000 波作用後の被覆石の移動状況を示したものである。**図 3.9** には、**写真 3.3** に示した測線(1)をレーザー変位計で測定した断面形状を示した。initial は初期形状で、mid は 500 波、final は 1000 波を作用させたときの形状を示す。

潮位 L.W.L. で 100 年確率波の条件では、汀線付近の被覆石は、波高の小さい条件と同様にわずかに動く程度であるのに対して、テラス部分の被覆石の移動は顕著である。常に動かされるわけではなく、波の連なりの中で比較的大きな波が来襲した際に、テラス部が空気中に出るくらいに水位が下がることで大きな揚圧力が働き、浮き上がりかけた被覆石が戻り流れによって沖に運ばれる状況がみられた。テラス部分を中心にかかなりの個数が移動したが、その影響が静水面付近まで及ぶことはなかった。

2) エックスブロックの被災状況

エックスブロックについて、実験によって最も被災した例を以下に示す。エックスブロック 4t で、波浪条件が 100 年確率波 ($H_{1/3} = 0.151\text{m}$) で潮位 L.W.L. の場合の実験結果を **写真 3.4** と **図 3.10** に示す。**写真 3.4** と **図 3.10** は、先の **写真 3.3** と **図 3.9** と同じ表示である。

エックスブロックは、潮位 L.W.L. で 100 年確率波の条件では、非常に動きやすくなり、汀線下のものはそのほとんどが移動する。潮位が低いため、引き波時の揚圧力がテラス部分に作用してブロックが浮かびやすくなり、戻り流れによって沖に移動される。被災形態は、テラス部から順に上へ崩壊していく。50 年確率波でも被災の程度は小さいが、同様の現象が認められた。



(a) 初期形状

(b) 1000波後

写真 3.3 被覆石被災状況（100 年確率波，被覆石 3t，潮位 L.W.L.）

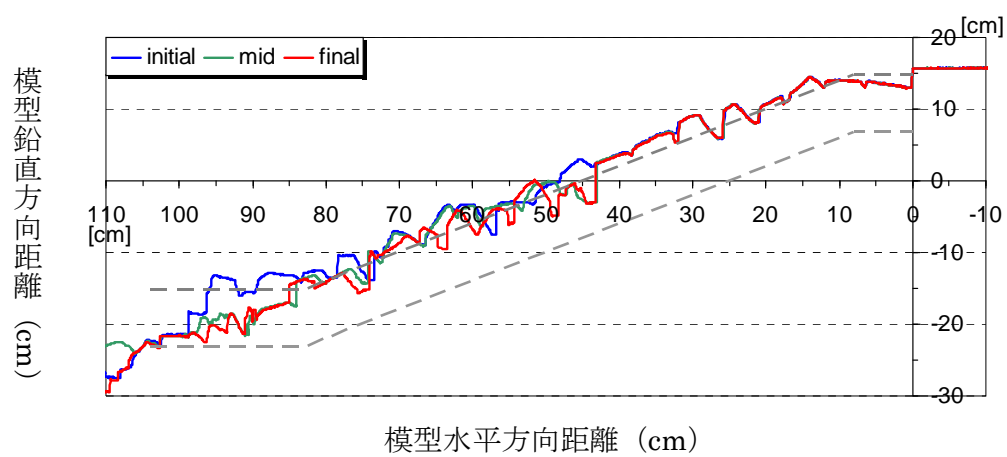
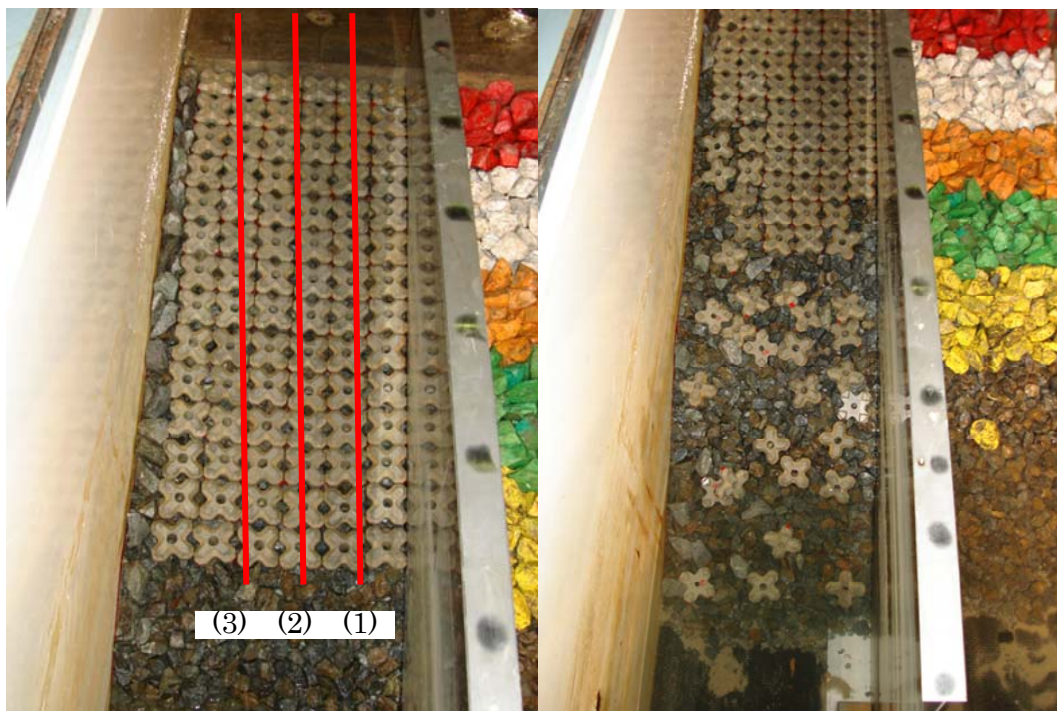


図 3.9 測線(1)の計測結果（100 年確率波，被覆石 3t，潮位 L.W.L.）



(a) 初期形状

(b) 1000波後

写真 3.4 エックスブロック被災状況

(100 年確率波, エックスブロック 4t, 潮位 L.W.L.)

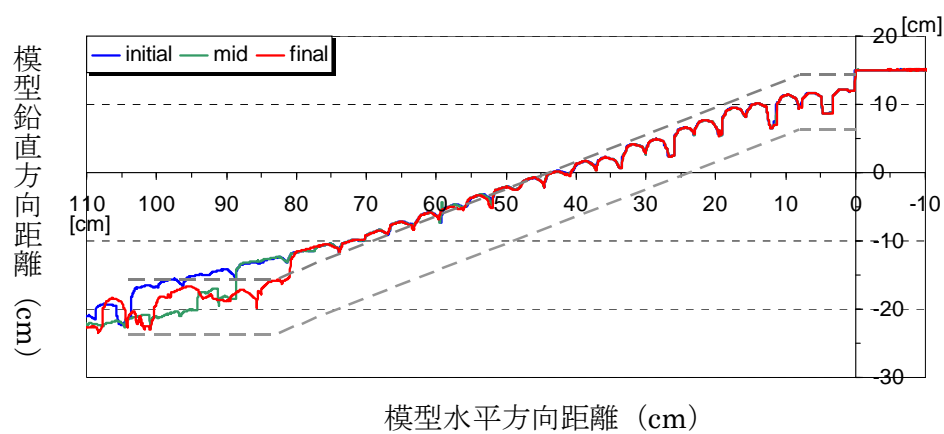


図 3.10 測線(1)の計測結果 (100 年確率波, エックスブロック 4t, 潮位 L.W.L.)

3) 被災個数からみた被害特性

A)被覆石 3t の被害特性

波浪条件を 10 年, 20 年, 50 年, 100 年の確率波に変化させた場合について, 1000 波作用後の被害個数から求めた被害率を図 3.11 と図 3.12 に示す. それぞれ図 3.11 が H.W.L., 図 3.12 が L.W.L.のものである. いずれも, 異なる波群について 2~3 回実施した結果を平均した値を示している. 図 3.11 に示した潮位が H.W.L.の場合には, 作用波浪が 100 年確率波になっても, 3t の被覆石全体の被害率は 2.1%と非常に小さい. テラス部の黄色い被覆石の被災率が若干上昇するが, それでも 5%程度である. 汀線付近の白色, 橙色の被覆石は, 全て 3%以下の被害率でほとんど被害を受けない. ここで, 黄色い被覆石等の被害率が単調増加でないのは, 各色の個数が 100 未満であるため, 被覆石の移動個数が 1 個変わると 1%以上変動することに起因していると考えられる.

図 3.12 に示した潮位が L.W.L.の場合には, 全体の被害率は H.W.L.に比べて増大し, 100 年確率波で 3.8%被災する. 特に, テラス部の黄色い被覆石は被災しやすくなり, 50 年確率波のときに 2.9%の被害率だったものが, 100 年確率波になると 12.4%に急激に増大する.

B)被覆石 2t の被害特性

1000 波作用後の求めた被害率を同様に図 3.13 と図 3.14 に示す. それぞれ図 3.13 が H.W.L., 図 3.14 が L.W.L.のものである.

図 3.13 に示した潮位が H.W.L.の場合には, 被覆石 3t の場合と異なり, 作用波浪が大きくなるにつれて, 汀線付近の白色と橙色の被覆石の被害率が大きくなり, 100 年確率波浪の条件では 8~10%に増大する. 被覆石 3tの場合に顕著だった, テラス部の被害率のみが増大する傾向はみられない. 全体の被害率は, 100 年確率波で 4.9%とそれほど大きくない.

図 3.14 に示した潮位が L.W.L.の場合には, 汀線が橙色の設置位置に下がるので, 橙色の被害度が 50 年確率波で 7.8%, 100 年確率波で 12.2%と大きくなっている. また, 3t の被覆石の場合と同様に, テラス部の黄色い被覆石が被災しやすくなり, 被害率は 50 年確率波で 9.1%, 100 年確率波で 17.9%になる. 汀線付近の影響とテラス部の影響の両方を受けて, 緑色の被覆石の被害率も 6~7%と大きくなっている. 全体の被害率は H.W.L.に比べて増大し, 50 年確率波で 4.9%, 100 年確率波で 8.1%被災する.

C)エクスブロックの被害特性

エクスブロックの被害特性は被覆石と異なり, H.W.L.のときには, 被害率が約 1%で被害はほとんど受けないが, L.W.L.のときには, 波高増大に伴う被害率の増大が顕著になり, 50 年確率波で 10.2%, 100 年確率波では 24.5%にも達する. ただし, これらの被害は既に述べたようにテラス部のみで発生している.

D)被害特性のまとめ

A) ~C)から, 実験に用いた被覆材の被害特性が以下のようにまとめることができる.

- ・ 被覆石, エクスブロック共に, 潮位が H.W.L.の条件の場合には, 斜面部とテラス部の被害特性に大きな違いはみられないが, L.W.L.の場合には, テラス部の被害率が急激に増大し, 斜面部とテラス部で被害特性が異なることがわかった.

- ・ 被覆石の斜面部では、汀線付近の石の質量不足のために波力によって被害が起こる。しかし、テラス部では、引き波の流れによって被害が引き起こされると考えられる。
- ・ L.W.L.の条件のように、法先テラス部の水深が浅い場合には、大きな波の谷のときに揚圧力が大きくなることに加えて、テラス部が水平であることで引き波の流速が大きくなるため、テラス部の被害率が急激に大きくなると考えられる。

このように、テラス部の水深が被害特性に大きく影響することが明らかになったため、被災度の算定式の導出には、斜面部とテラス部を区別して考えることにした。

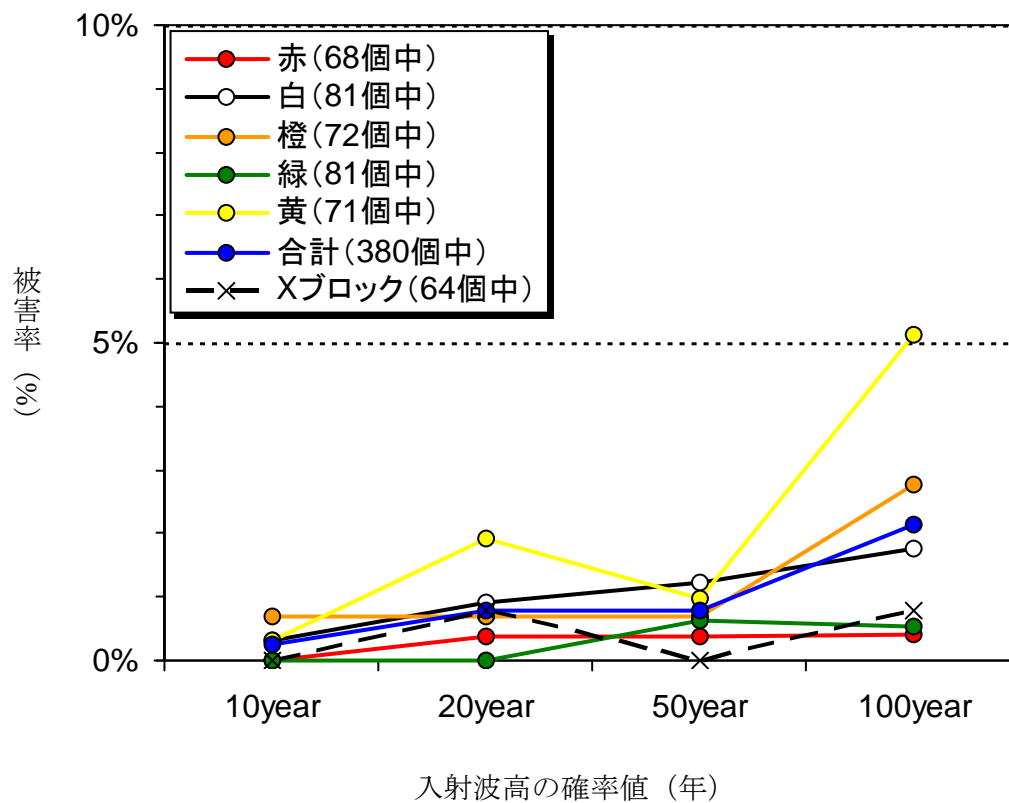


図 3.11 被害個数による被害率 (被覆石 3t, 潮位 H.W.L.)

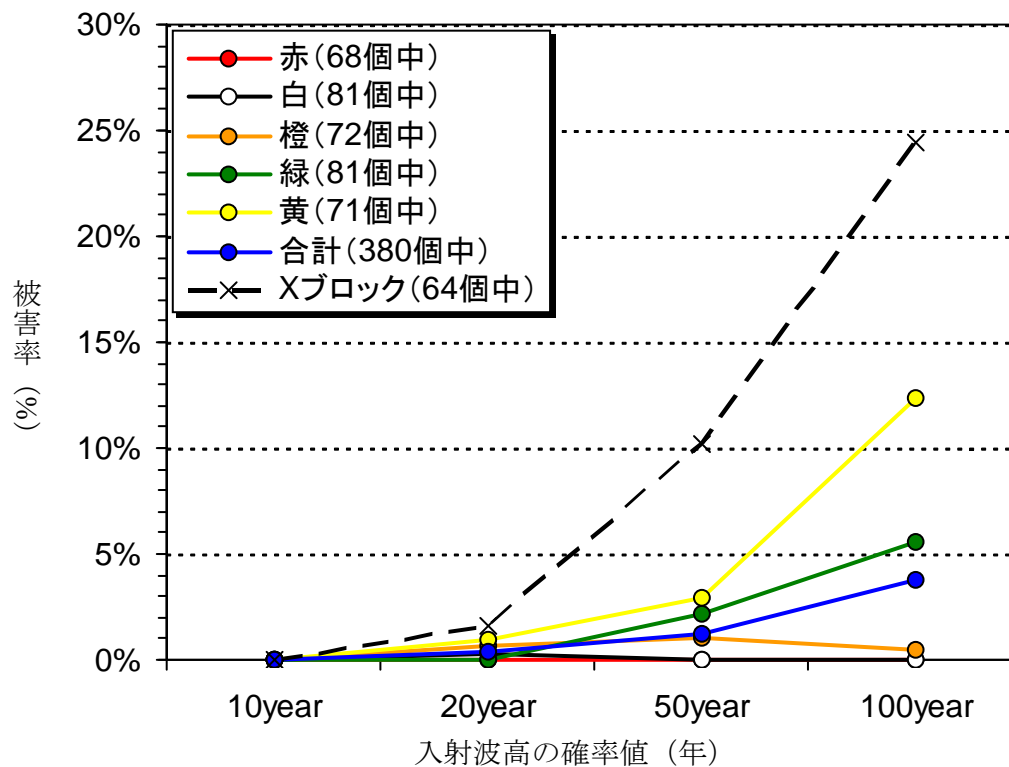


図 3.12 被害個数による被害率 (被覆石 3t, 潮位 L.W.L.)

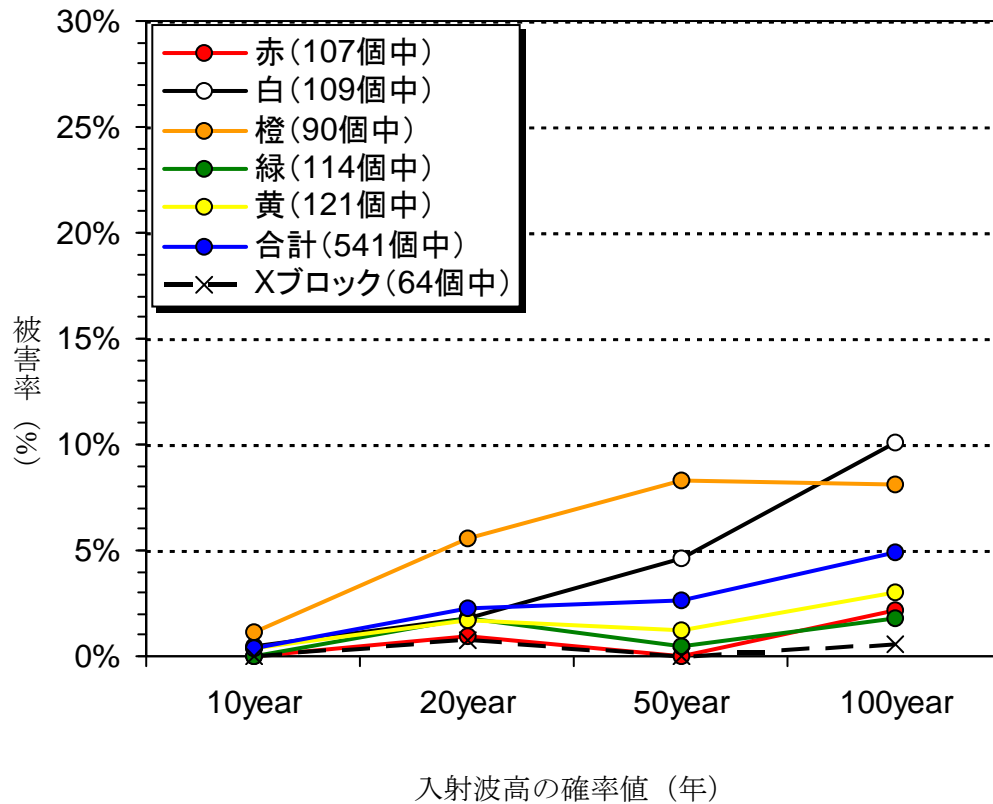


図 3.13 被害個数による被害率（被覆石 2t, 潮位 H.W.L.）

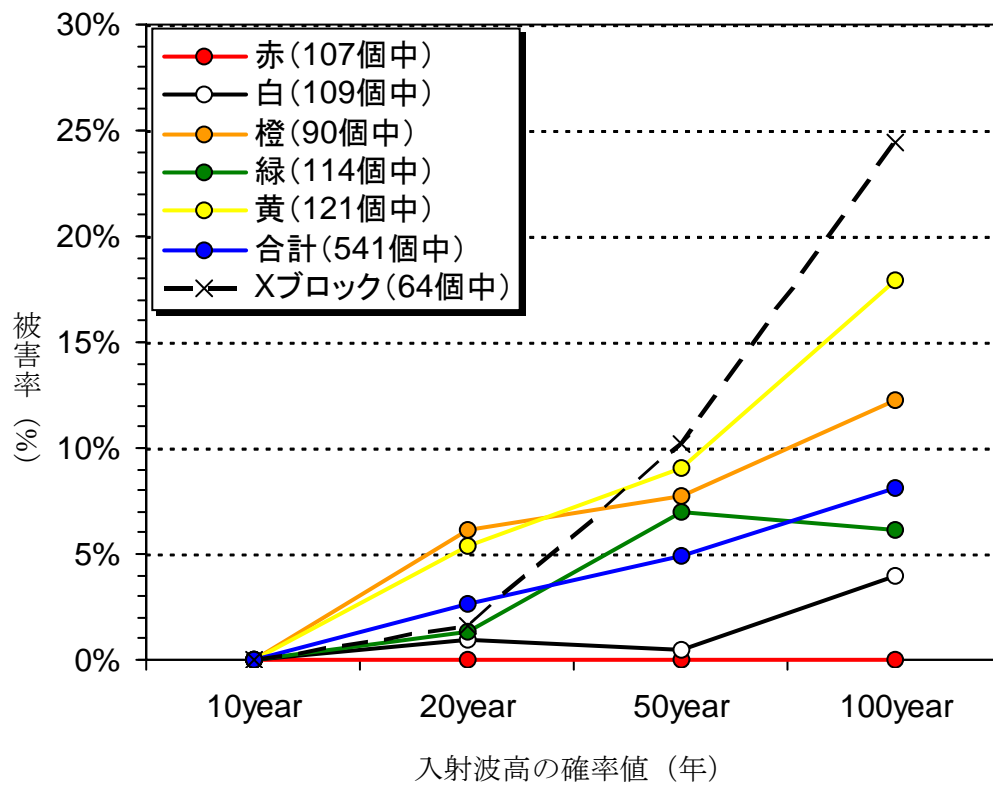


図 3.14 被害個数による被害率（被覆石 2t, 潮位 L.W.L.）

(3) 被災度算定式

1) 被覆石の被災度算定式

Van der Meer⁴⁾ は、高天端傾斜堤の斜面被覆石に関する系統的な実験を行い、斜面勾配や波の数、そして被害の程度を考慮できる安定数の算定式を提案している。その中で、図 3.15 に示すように、侵食断面積 A と代表径 D_{n50} （体積の3乗根）の比で表される変形レベル S を提示している。ここで、変形レベル S の算定に用いている代表径 D_{n50} としては、質量分布曲線の50%値 W_{50} (kg)と石の密度 ρ_a (kg/m³)との比の3乗根として定義し、空隙率は考慮していない。しかしながら、被覆材が抜け出して移動する際には、空隙を含めた面積が減少することになる。そこで、空隙を考慮した代表径 D_n' として次式で求めた。

$$D_n' = \frac{D_n}{\sqrt[3]{1-\nu}} \quad (3.5)$$

ここで、 D_n としては、被覆石の平均質量の代表径とし、 ν は空隙率であり、被覆石の場合40%とした。

本研究では、レーザー変位計で測定した被災断面積 A を、空隙を考慮した代表径 D_n' で無次元化した被災度 S を用いて、実験結果を取りまとめた。既に述べたように、水際斜面部分とテラス部分で被災特性が大きく異なることが明らかになったため、斜面部分とテラス部分とに分けて、2種類の被災度の算定式を求めることにした。

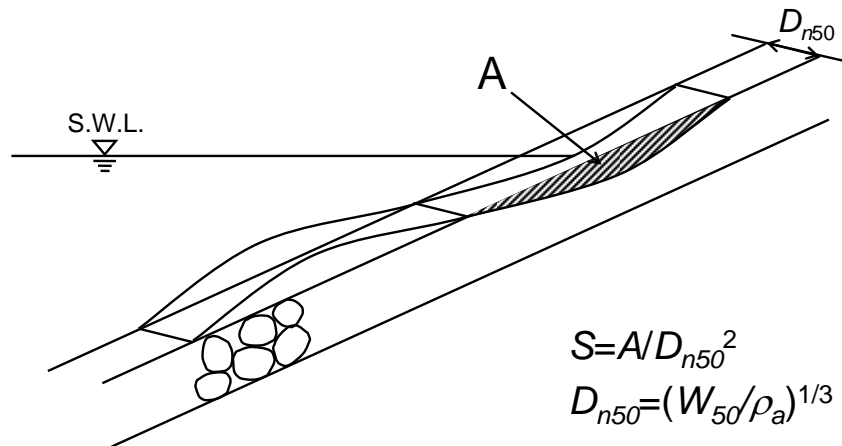


図 3.15 被覆層の侵食面積 A (Van der Meer⁴⁾)

A) 斜面部の被災度算定式

図 3.16 に、波高に対する斜面部の被災度を示す。縦軸は被災度 S ($= A / D_n^2$)であり、横軸は有義波高 $H_{1/3}$ を代表径 D_n で無次元化した値である。それぞれ、丸印は被覆石3tのもの、三角印は被覆石2tのものであり、×印のないものが500波作用後、ついているものが1000波作用後、中抜きがH.W.L.、中黒がL.W.L.である。この図によると、波高が大きくなるにつれて、被災度は上がっていることがわかる。また、被覆石の質量が軽いものの方が、被災度は大きい。さらに、500波作用後の値と1000波作用後の値は、波高が増大するにつれてその差が大きく広がっている。作

用波数の違いによる被災度の比を調べたところ、 S_{1000} / S_{500} は 1.3～1.8 の間でばらついており、平均値は 1.65 であった。すなわち、平均的には作用波数 N の 0.7 乗に反比例することになる。しかしながら、従来の被覆材に関する研究成果（例えば、Van der Meer⁴⁾、鹿島ら⁵⁾、高橋ら⁶⁾ など）においては、いずれも作用波数 N の 0.5 乗に比例するとされていることを考慮して、本研究においても $N^{0.5}$ に比例するとして、作用波数の影響を取り込むことにした。

作用波数の影響を考慮した斜面部の被災度を 図 3.17 に示す。縦軸は被災度 S を作用波数 N の 0.5 乗で除した値 $S / N^{0.5}$ である。凡例は 図 3.16 と同じである。作用波数の影響を考慮することで、図 3.17 に示すように実験値のばらつきも小さくなり、近似曲線としては $y = ax^b$ の形を考え、最小二乗法によって a および b を求めた。ただし、 x の中に被覆石の比重を取り込んで、比重を考慮した値としている。斜面部の被災度算定式として次式が求まった。

$$S / N^{0.5} = a_s \{ H_{1/3} / (S_r - 1) D_n \}^{b_s} \quad (3.6)$$

ここで、 $a_s = 3.4 \times 10^{-5}$ 、 $b_s = 4.3$

S ：被災度 ($= A / D_n'^2$)

A ：被覆石の被災断面積 (m^2)

D_n' ：被覆石の代表径（空隙を含む）(m)

N ：作用波数

$H_{1/3}$ ：有義波高 (m)

D_n ：被覆石の代表径（空隙を含まない）(m)

S_r ：被覆材の比重

である。

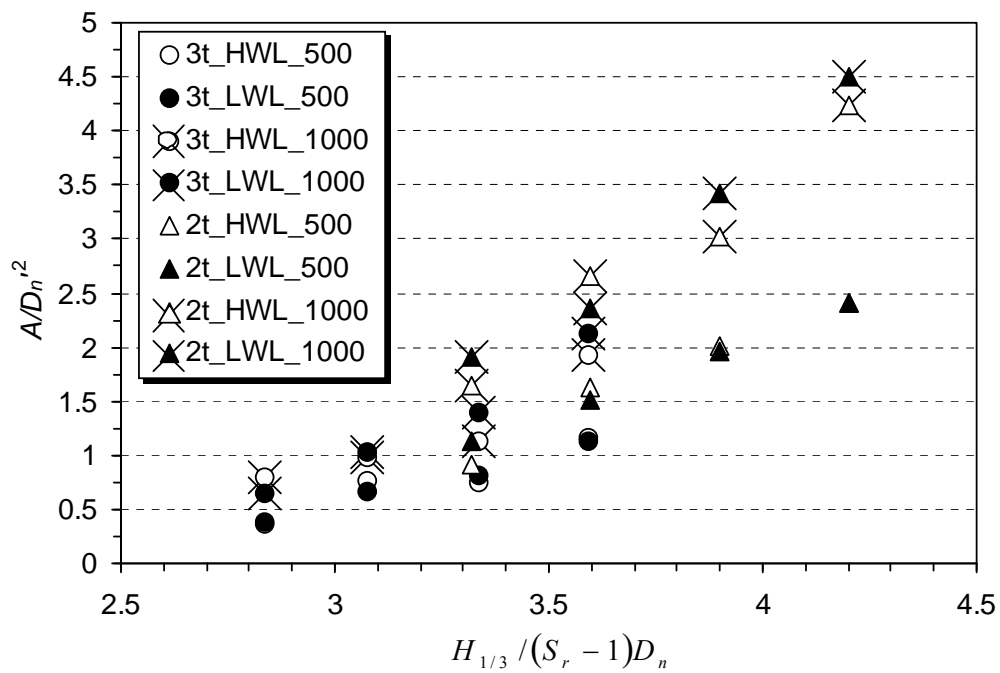


図 3.16 波高に対する被覆石斜面部の被災度

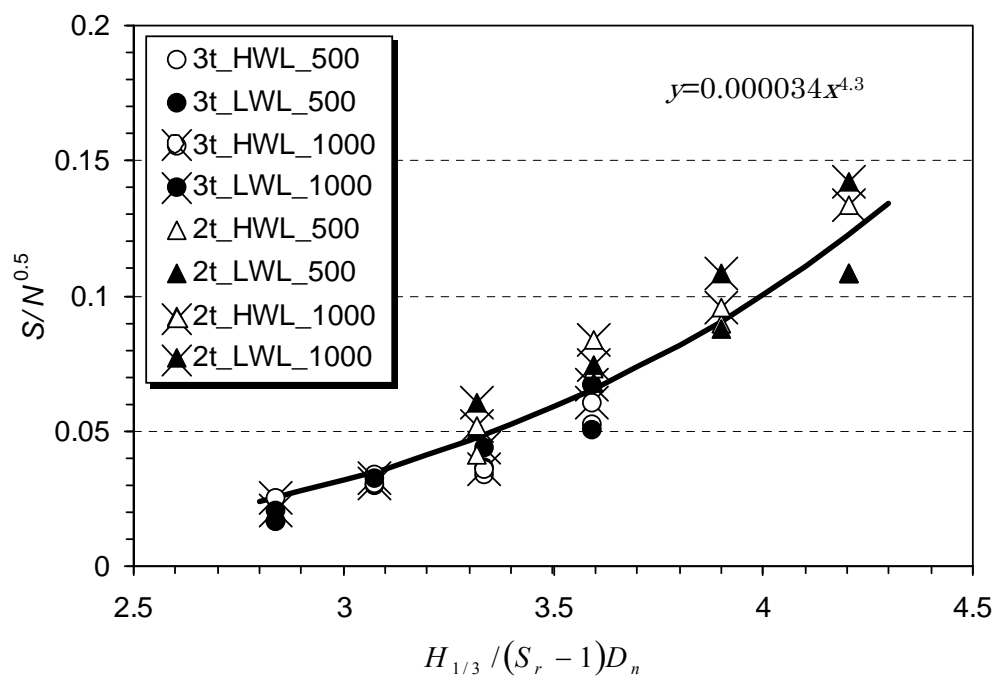


図 3.17 被覆石斜面部の被災度と算定曲線

B)テラス部の被災度算定式

波高に対するテラス部の被災度について、作用波数の影響を考慮しない場合、それぞれの条件によって分布がばらばらで、顕著な分布傾向を読み取ることができなかった。そのため、斜面部分の被災の場合と同様に、作用波数の 0.5 乗に比例するとして、作用波数を考慮した被覆石テラス部の被災度を 図 3.18 に示す。縦軸、横軸および凡例は、図 3.17 と同じである。

この図によると、中黒と中抜きの記号が示す潮位条件の違いで、被災度の傾向が大きく異なっていることがわかる。すなわち、テラス部の被災については、水深が深いと被災度はそれほど高くないが、浅くなると被災度は増大するという、水深に反比例する傾向がある。これは、テラス部分が水平であるので、テラス部の水深が浅いほど、引き波の流速が被覆石の移動に及ぼす影響が大きくなるためと考えられる。

テラス部における被災度が水深の逆数に関係するとして、有義波高 $H_{1/3}$ を代表径 D_n で無次元化した値と、有義波高 $H_{1/3}$ をテラス部の水深 h_T で無次元化した値との積を横軸としたものを、図 3.19 に示した。これによって、傾向がほぼ一致する分布が得られたので、累乗近似 $y=ax^b$ について、最小二乗法を用いて、係数 a および b を求めた。繰り返し計算の結果では、 $a=1.8\times 10^{-4}$ 、 $b=3.1$ のとき、誤差は最小となった。

一方、流れに対する被覆材の安定質量について、C.E.R.C.⁷⁾によると、被覆材の安定質量は流速の 6 乗に比例するとされている。流速は波高に比例することから、流速の影響が大きくなるテラス部においては、この理論に基づき係数 b を $b=3.0$ とすることとした。なお、 b の値を 3.1 から 3.0 に変えても、曲線にほとんど変化はなかった。テラス部の被災度算定式として、斜面部と同様に被覆石の比重を考慮した次式を求め、図 3.19 に併せて示している。

$$S/N^{0.5} = a_T \left[\{H_{1/3}/(S_r - 1)D_n\} (H_{1/3}/h_T) \right]^{b_T} \quad (3.7)$$

ここで、 $a_T=2.2\times 10^{-4}$ 、 $b_T=3.0$

h_T ：テラス部の水深 (m)

である。

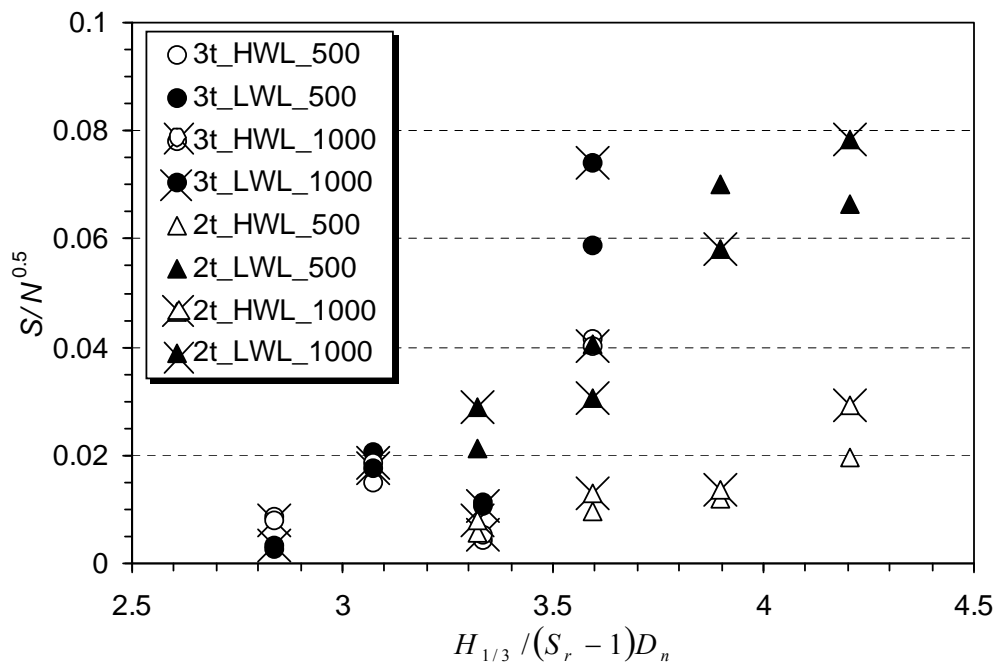


図 3.18 作用波数の影響を考慮した被覆石テラス部の被災度

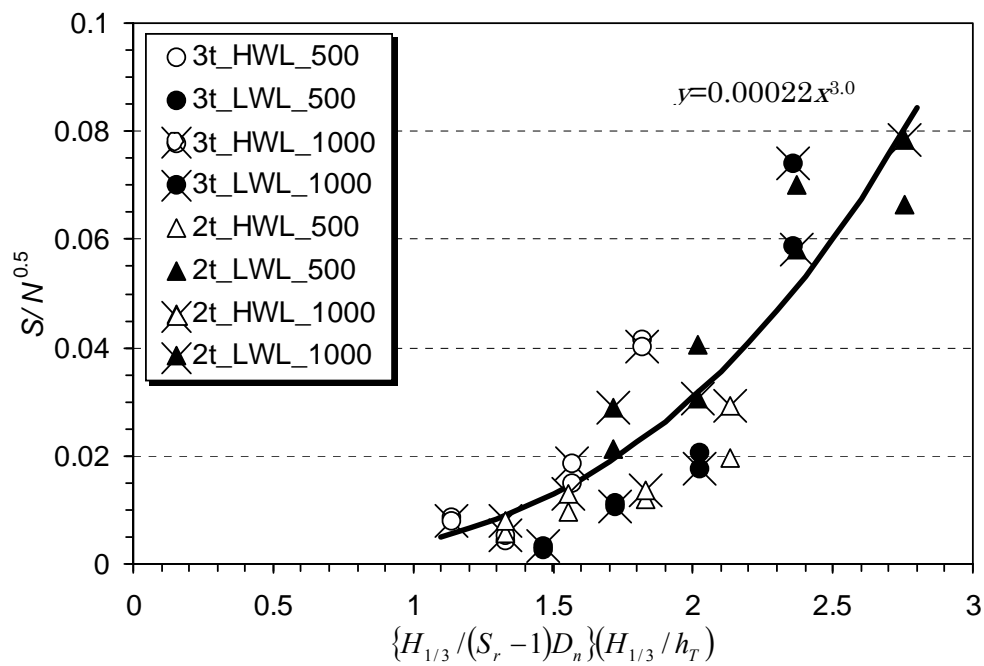


図 3.19 被覆石テラス部の被災度と算定曲線

2) エックスブロックの被災度算定式

エックスブロックについての被災度算定式は、被覆石の場合と同様に、レーザー変位計を用いて造波前と後で変位を測定している。しかしながら、エックスブロックの被災形態は、波の作用によってずれたり裏返しになったりするものなので、レーザー変位計による計測では被災面積を求めることが難しい。そこで、実験中にカウントした移動ブロック数から侵食面積を算出し、護岸法線方向幅で除して算出した単位幅あたりの侵食面積をエックスブロックの被災面積 A とした。

また、(2) 2) で述べたように、エックスブロックは斜面で被災することではなく、テラス部分のみで移動し、そこから被災が拡大する形態である。そこで、前述の被覆石のテラス部の場合と同様に、波高や作用波数だけでなく、テラス部の水深も考慮した。

波高とテラス部の水深に対するエックスブロックの被災度を 図 3.20 に示す。縦軸は被災度 S ($=A/D_n^2$) を作用波数 N で除した値であり、横軸および凡例は、図 3.19 と同じである。ここで、図 3.19 の縦軸では作用波数の 0.5 乗で除していたが、エックスブロックの場合、被災度は作用波数に比例していたため、縦軸を被災度 S と作用波数 N の比 S/N とした。

図 3.20 について、被覆石の場合と同様に、累乗近似 $y=ax^b$ について、最小二乗法によって回帰分析を行った結果、 $a=9.3 \times 10^{-8}$ 、 $b=7.6$ を得たが、 $b=7.5$ でも誤差はほとんど変わらなかった。そこで、わかり易さを考え、 $b=7.5$ を採用した。テラス部の被災度算定式として次式が導かれ、図 3.20 に併せて示している。

$$S/N = a_x \left[\{H_{1/3}/(S_r - 1)D_n\} (H_{1/3}/h_T) \right]^{b_x} \quad (3.8)$$

ここで、 $a_x=1.1 \times 10^{-7}$ 、 $b_x=7.5$ である。

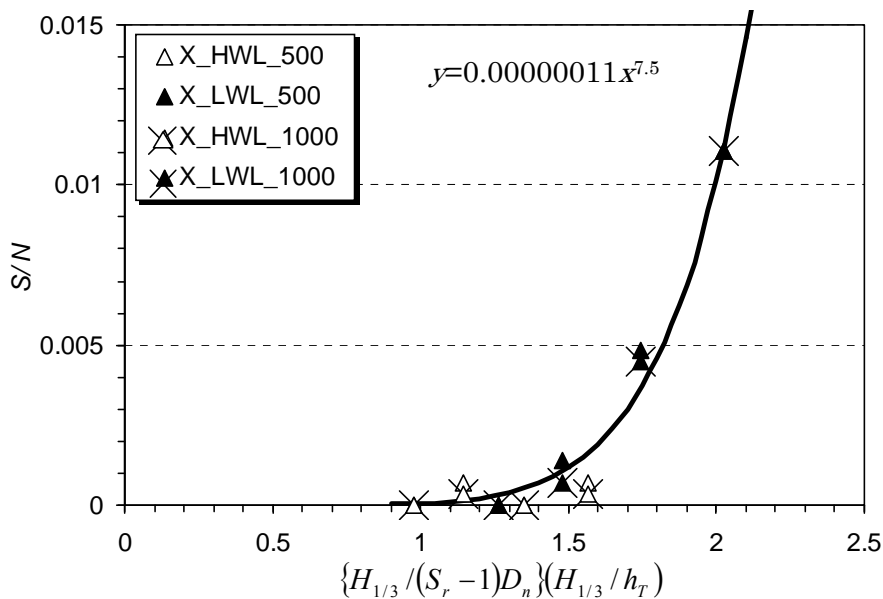


図 3.20 エックスブロックの被災度と算定曲線

(4) まとめ

テラス部と斜面部が連続している対象護岸について被覆材の安定性実験を行い，以下のような結果が得られた．

- ・ 被覆石について，法先テラス部の水深が浅い場合には，テラス部の被害率が急激に増大することがわかった．これは，波の谷における揚圧力が大きく作用するためと，テラス部が水平になっていることで引き波時の流速による影響が大きくなるためである．
- ・ 被覆石の斜面部とテラス部では被災特性が異なることが明らかになったため，それぞれを区別して被災度の算定式を求め，エックスブロックについてはテラス部の被災特性のみを考慮した被災度の算定式を導いた．

3.2.2 設定条件

(1) 被覆材の諸元

被覆材の諸元および単価を **表 3.7** に示す．被覆石の諸元に関しては，近畿地区石材協同組合から提供された単価表（2007 年 4 月現在）に基づいて設定した．エックスブロックの諸元は対象護岸設計時のものを採用した．

表 3.7 から，被覆石 1t と 2t の単価の増加傾向に比べて，2t と 3t の増加傾向は大きい．一方で，被覆石 3t と 4t の増加傾向は 2t と 3t の増加傾向に比べて小さく，2t と 3t の単価で大きく差が開いていることがわかる．

このような被覆石単価の違いについて，兵庫県姫路市男鹿島の採石場でヒアリングを行った．以下に被覆石の単価の特徴についてまとめる．

- ・ 1t 型と 2t 型の被覆石は，発破によって直接採取できるため，単価にあまり差がない．
- ・ 3t 型と 4t 型の被覆石は，発破後に加工費がかかるため，2t 以下の単価に比べると単価は急激に大きくなる．
- ・ 3t 型と 4t 型の被覆石の加工費には差がないため，単価はあまり大きく変わらない．

表 3.7 被覆材の諸元表（空隙率 40％）

トン型 (t)	比重 (t/m ³)	体積 (m ³)	代表径 (m)	水中単価 /陸上単価 (千円/個)	平均単価 (千円/個)
1.0t	2.6	0.38	0.73	5.5/5.1	5.3
2.0t	2.6	0.77	0.92	9.0/8.3	8.7
3.0t	2.6	1.15	1.05	14.6/13.7	14.1
4.0t	2.6	1.54	1.15	17.9/16.8	17.3
エクス ブロック 4.0t	2.3	1.86	1.23	61.7/60.0	60.8

*1 被覆石の単価は、近畿地区石材協同組合から提供された 1 個あたりの建設費を、2 層被覆として、体積と空隙率（40％）で算出した各トン型の個数で除して算出。

*2 水中単価と陸上単価については、M.L.W.L.（平均干潮面）を境界として算出。

*3 被覆石の単価は、2007 年 4 月現在のものである。

*4 エクスブロックの単価は対象護岸設計時のものを採用。

(2) 計算条件

本最適設計に用いた計算条件を表 3.8 に示す。来襲波浪の沖波確率分布として、大阪湾の対象地点で算出された沖波分布（ワイブル分布、 $k=2.0$ 、 $A=1.6$ 、 $B=0.4$ ）を用いた。推定された 50 年確率波高は、3.8m である。

被覆石のテラス部およびエクスブロックの被災度を算定する際に、潮位の影響を算定式に取り込んでいるため、計算においては潮位変動を考慮する必要がある。高波浪時の潮位の出現確率として、H.W.L.と L.W.L.との間の三角形分布を用いた。

被覆石およびエクスブロックの設計供用期間（ここでは、50 年間とした）のライフサイクルコスト（LCC=初期建設費+補修費）を算出した。

計算フローについては、3.1.1(2) と同様である。

表 3.8 計算条件

項目	値		
沖波確率分布	形状母数: k	尺度母数: A	位置母数: B
	2.0	1.6	0.4
50年確率沖波波高	3.8m		
設計供用期間	50年		
暴波継続時間	2.0時間		
要補修被災度	全被覆材の5%		
繰り返し回数	1,000回		

3.2.3 最適設計とその考察

(1) 初期建設費

本計算における各トン別の被覆石および 4t のエクスブロックの初期建設費を **表 3.9** に示す。被覆石の被覆材個数の算出については、2 層被覆を基本とし、代表径を 1 層の高さと仮定して被覆断面積を算出し、断面積から空隙率、体積を考慮して 1m あたりの被覆石の個数を算出した。エクスブロックについては、1 層被覆とし、護岸法線方向延長から個数を算出している。護岸被覆材として 1t と 2t の被覆石を用いた場合には、4t のエクスブロックの初期建設費 381 千円/m に比べて、初期建設費が小さくなり、その中でも 1t の被覆石の初期建設費が 318 千円/m で最も小さい。**表 3.9** において、3t と 4t の被覆石がエクスブロックの初期建設費より上回っているのは、被覆石は 2 層積みとして算出し、エクスブロックは 1 層積みとしているため、3t と 4t の被覆石の被覆面積が大きくなり、設置個数が多くなるためである。

表 3.9 初期建設費

トン型 (t)	初期 建設費 (千円/m)	単価 (千円/個)	被覆材 個数 (個/m)	要補修 被災度 (個/m)
1.0t	318.0	5.3	59.0	3.0
2.0t	324.7	8.7	37.2	1.9
3.0t	403.9	14.1	28.4	1.4
4.0t	409.4	17.3	23.4	1.2
エクスブロック 4.0t	381.4	60.8	6.25	0.3

(2) 補修費

設計供用期間 50 年間に発生する各年の高波浪を乱数列から求め、このような高波浪列に対する補修費を算出する。**図 3.21** はある設計供用期間における被災状況を示している。図の算出例では、図中に示しているように、15 年目、30 年目に累積被災度が要補修被災度（全個数の 5%、3t 被覆石では 1.4 個）を上回ったために、補修を行っている。期待補修費とは、異なる高波浪列に対して、**図 3.21** に示したような 50 年間の補修費算出を 1,000 回繰り返し計算した結果の平均値である。補修費のばらつきの特性を取りまとめたものを **表 3.10** に示す。

表 3.10 から、被覆石の補修費に関しては、すべてのトン型において、補修費の 5%未超過確率値については、2～3 倍程度に収まっており、補修費の最大値は、期待補修費（50 年間の補修費を 1,000 回繰り返した平均値）の 4～8 倍以内に収まっているが、エクスブロック 4t の場合、補修費の 5%未超過確率値は、期待補修費の約 5 倍になり、最大値は期待補修費の 10 倍以上になる。

このように、エクスブロックでは大きな補修費が発生するのは、**図 3.19** と **図 3.20** に被覆石テラス部とエクスブロックの被災度算定曲線をそれぞれ示したように、被覆石テラス部分の被災個数が横軸の 3 乗に比例するのに対し、エクスブロックの被災個数は横軸の 7.5 乗に比例する

ためである。エクスブロックを用いた場合、波高が大きくなると被災個数が急激に大きくなり、設計供用期間に1, 2回大きな波高が発生すると被災個数が急増することになり、補修費も併せて急増する。したがって、エクスブロックの補修費は、被覆石の補修費に比べて変動幅が非常に大きくなり、期待補修費を大きく上回ることになる。

本計算における各トン別の被覆石および4tのエクスブロックの期待補修費と期待被災個数を、表3.10に示している。なお、補修費の算出の際、テラス部分被災の場合は水中単価を用い、それ以外の場合は、水中および陸上の平均単価を用いた。表3.10から、護岸被覆材として2~4tの被覆石を用いた場合には、4tのエクスブロックの期待補修費84千円/mよりも、期待補修費が小さくなる。

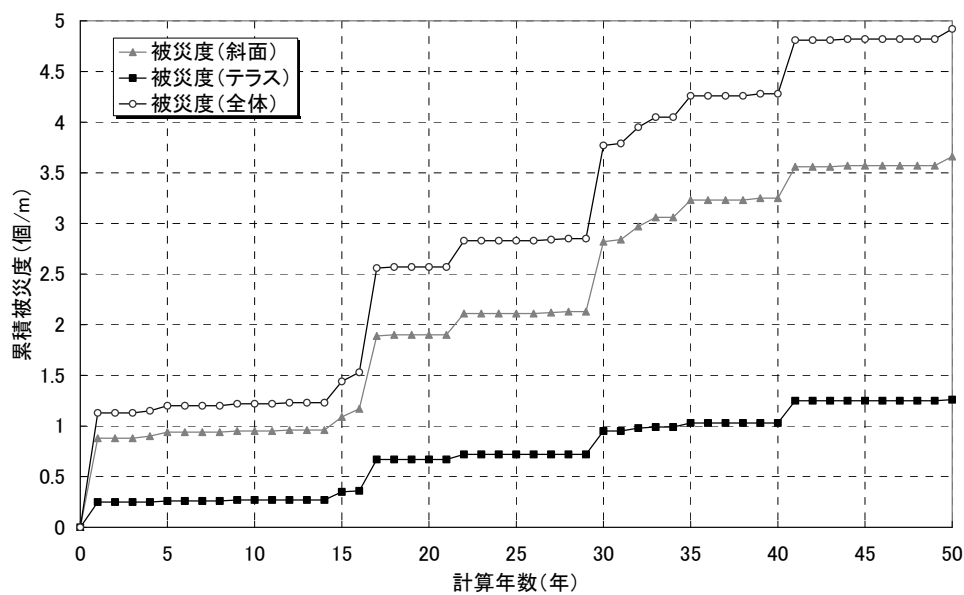


図 3.21 50 年間の被覆石 (3t) の累積被災度 (計算例)

表 3.10 補修費のばらつきと期待被災個数

トン型 (t)	期待 被災個数 (個/m)	期待 補修費 (千円/m)	5% 未超過値 (千円/m)	補修費 最大値 (千円/m)
1.0t	11.4	98.0	202	382
2.0t	3.0	47.8	113	244
3.0t	1.4	37.1	104	229
4.0t	0.8	26.3	81	202
エクスブロック 4.0t	3.7	84.2	401	973

(3) 最適被覆材の選定

すべての計算結果を取りまとめたものを図 3.22 に示す。図 3.22 から、期待総費用（LCC）が最小となる最適な護岸被覆材は、2t の被覆石（初期建設費：約 325 千円／m，期待補修費：約 48 千円／m，期待総費用：約 373 千円／m，期待被災個数：3.0 個／m）であるという結果が得られた。また、3t のLCCが 4t のLCCよりも大きいのは、前述した理由のとおり、初期建設費が同程度であり、4t の方が被災しにくいために、4t が 3t の期待補修費よりも小さくなるためである。

4t のエックスブロックの期待総費用（約 466 千円／m）に比べて、最適被覆材である 2t の被覆石の期待総費用（約 373 千円／m）は 1m あたり約 93 千円安くなり、80%程度に抑えることができる。

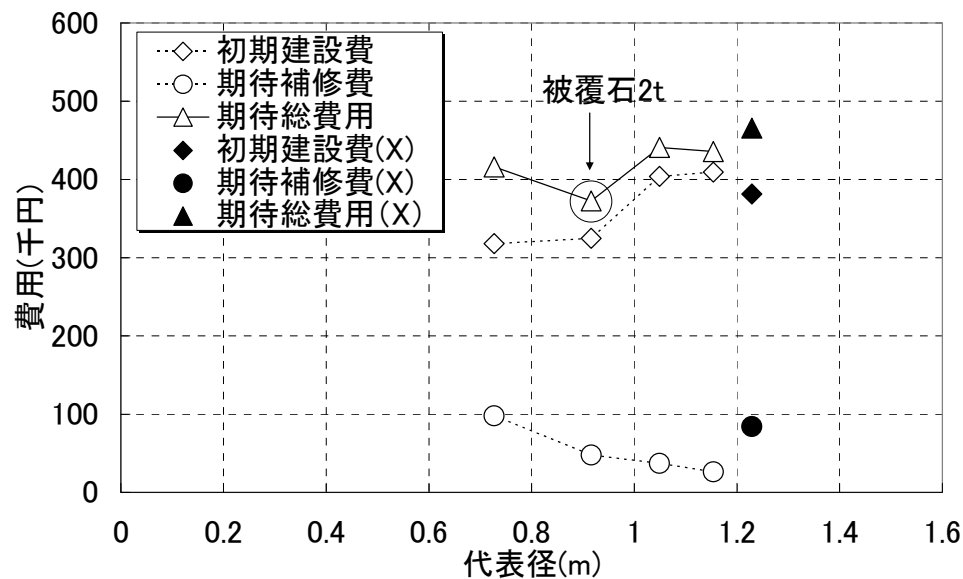


図 3.22 被覆石（1t～4t）とエックスブロック（4t）の各種費用

3.3 まとめ

本章で述べた，消波ブロックに対する最適設計について，以下に主要な結果をまとめる．

- ・ 補修時期を決定する要補修被災度を大きくとれば LCC による最適ブロックの質量は軽くなり，さらに LCC も安くなるが，背後や構造物の安全性を検討する必要がある．
- ・ 水深が深くなると，最適質量はハドソン式による必要質量と一致するようになる．
- ・ 水深が浅い場合には，LCC から判断するとハドソン式で求まる質量よりも重いブロックが，最適となる．このため，ハドソン式を用いた設計法では LCC が高くなることが判明した．
- ・ ハドソン式で求まる質量が最適質量であるかどうかは，護岸設置水深に加えて，来襲波浪にも関係している．

また，被覆石・ブロックに対する最適設計については，以下のようにならまとめられる．

- ・ 本対象護岸については，初期建設費は 1t の被覆石が最も安く，期待補修費は 4t の被覆石が最も安くなった．
- ・ 本最適設計によって検討した結果，2t の被覆石を使用すると総費用が最も安くなり，4t のエックスブロックを用いた場合の約 80%になることがわかった．
- ・ 提案した最適設計法によって重量の異なる被覆石や種類の異なるブロックにおける LCC を比較することによって最適設計ができることを示した．

参考文献

- 1) 高橋重雄，半沢 稔，佐藤弘和，五明美智男，下迫健一郎，寺内 潔，高山知司，谷本勝利：期待被災度を考慮した消波ブロックの安定重量－消波ブロック被覆堤の設計法の再検討，第 1 報－，港湾技術研究所報告，第 37 巻，第 1 号，pp.3-32，1998.
- 2) 河合弘泰，高山知司，鈴木康正，平石哲也：潮位変化を考慮した防波堤堤体の被災遭遇確率，港湾技術研究所報告，第 36 巻，第 4 号，pp.3-41，1997.
- 3) (社)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，1485p.，2007.
- 4) Van der Meer: Stability of Breakwater Armour Layers – Design Formulae, Coastal Eng., Vol.11, pp.219-239, 1987.
- 5) 鹿島遼一，榊山 勉，清水琢三，関本恒浩，国栖広志，京谷 修：不規則波に対する消波ブロック被覆工の変形量評価式について，海岸工学論文集，第 40 巻，pp.795-799，1993.
- 6) Coastal Engineering Reserch Center: Shore Protection Manual, Vol.II, Department of Army Corps of Engineering, 1977.

第4章 消波ブロック被覆堤の最適設計

本章では，消波ブロック被覆堤を対象とした最適設計を実施する．まず，消波ブロック被覆堤の滑動量解析について，滑動量算定モデルの概要と滑動被災事例に基づいてモデルの精度を検証した上で，本滑動量算定モデルを用いてモデル防波堤にて最適設計の試計算を実施する．

4.1 消波ブロック被覆堤の滑動量解析の提案

4.1.1 滑動量算定モデル

(1) 滑動量算定法

消波ブロック被覆堤の滑動量算定法については，下迫・高橋¹⁾が提案した混成堤の滑動量算定法を，下迫ら²⁾が混成堤水理模型実験の結果に基づいて消波ブロック被覆堤に拡張させた．しかし，下迫らは，防波堤の供用期間中に消波ブロックが被災しないものとして滑動量を算出しているため，消波ブロックの被災を考慮する必要がある，本研究では消波ブロックの被災とそれに伴う波力増大を考慮した．

まず，下迫・高橋¹⁾が提案した滑動量算定法について，以下に示す．

ケーソンの滑動量は，ケーソンに作用する力の時系列変化を設定し，以下の滑動時のケーソンの運動方程式を解くことで，求められる．

$$\left(\frac{W}{g} + Ma \right) \ddot{x}_G = P - F_R - F_D \quad (4.1)$$

ここに，

W : ケーソンの空中重量

g : 重力加速度

M_a : 付加質量 ($=1.0855\rho h'^2$)

ρ : 海水の密度

h' : ケーソン底面から静水面までの高さ

P : 水平波力

\ddot{x}_G : ケーソンの加速度

F_R : 摩擦抵抗 ($=\mu(W'-U)$)

W' : ケーソンの水中重量

F_D : 造波抵抗

である．この式を 2 回数値積分することで，ケーソンの変位を計算することができる． P について，後述のような時系列変化モデルを適用することで，1 波あたりの滑動量を算定する．これを 1 回の高波浪中の継続時間分繰返して，その総和から 1 回の高波浪による滑動量を求める．さらに，年 1 回等の高波浪を仮定し，供用設計期間中の累積の滑動量を求め，確率分布のばらつきの影響を考慮して，1 万回程度繰返して，累積滑動量の期待値（期待滑動量）を算定するものである．

(2) 消波ブロックの被災規模の算定

高波浪によって消波ブロックが変状し、堤体に作用する波力が増大することを考慮するために、消波ブロックの波浪に対する被災の程度を算定する必要がある。消波ブロックの被災度を算定するために、高橋ら³⁾が提案している消波ブロックの安定数算定式を用い、各高波浪に対する被災規模を設定し、耐用年数中の期待被災度を算出した。詳細は 3.1.1(1) に示すとおりである。

(3) 不完全消波断面の波圧の算出

(2) によって消波ブロックが被災して不完全消波断面となった場合における堤体に作用する波力の増大を算定する。高橋ら⁴⁾によると、堤体天端まで消波ブロックで被覆した断面（完全消波条件）では、砕波力や衝撃砕波力成分に対する補正係数 λ_2 を 0 とし、重複波成分に対する補正係数 λ_1 を次式のように、0.8～1.0 の間で変化させている。

$$\lambda_1 = \begin{cases} 1.0 \cdots \cdots \cdots (H/h \leq 0.3) \\ 1.2 - 2(H/h)/3 \cdots \cdots (0.3 < H/h \leq 0.6) \\ 0.8 \cdots \cdots \cdots (H/h > 0.6) \end{cases} \quad (4.2)$$

ここに、 H ：波高、 h ：設置水深である。

本研究では、部分的に被覆された堤体に作用する波圧の算定には、高橋ら⁵⁾が提案した不完全消波断面の波圧算定法を用いた。高橋らは、堤体にかかる波力を 図 4.1 に示すように、3つの領域に分けて考えた。1) 領域1は消波工で被覆されていない部分、2) 領域2は消波工で被覆されているが、衝撃砕波力が作用する部分、3) 領域3は消波工で被覆されており、衝撃砕波力が作用しない部分である。なお、領域2は、消波工天端から次式で求まる d_p 下がった高さまでとしている。

$$d_p = \min[H_{1/3}/3, (h_c - h_B)] \quad (4.3)$$

ここに、 $H_{1/3}$ は有義波高、 h_c は水面からのケーソン天端の高さ、 h_B は水面からの消波ブロック天端の高さである。高橋ら⁵⁾は、合田の波圧式の補正係数 λ_1 、 λ_2 を3つの領域ごとに以下のように設定し、部分被覆による波圧の増大を表した。

1) 領域1： λ_1 を 1.0 とし、 λ_2 を次式のように、0～1.0 の間で変化させている。

$$\lambda_2 = \begin{cases} 1.0 \cdots \cdots \cdots (h_B/H < 0.0) \\ 1.0 - \frac{10}{7}(h_B/H) \cdots \cdots (0.0 \leq h_B/H \leq 0.7) \\ 0.0 \cdots \cdots \cdots (h_B/H > 0.7) \end{cases} \quad (4.4)$$

2) 領域2： λ_1 を次式のように、 h_B/H が 0 よりも小さい場合は 1、0.35 よりも大きい場合は高橋ら⁴⁾の完全消波条件での λ_1 になるように設定し、 λ_2 は領域1の(4.2)と同様としている。

$$\lambda_1 = \lambda_{10} \cdot \lambda_{11} \quad (4.5)$$

$$\lambda_{11} = \begin{cases} 1.0 / \lambda_{10} \cdots \cdots (h_B / H < 0.0) \\ \left\{ 1.0 - \frac{1.0 - \lambda_{10}}{0.35} \left(\frac{h_B}{H} \right) \right\} / \lambda_{10} (0.0 \leq \frac{h_B}{H} \leq 0.35) \\ 1.0 \cdots \cdots (h_B / H > 0.35) \end{cases} \quad (4.6)$$

ここに、 λ_{10} : (4.2) での λ_1 である。

3) 領域3 : λ_1 を領域2と同様に0.8~1.0の間で変化させ、 λ_2 を0としている。

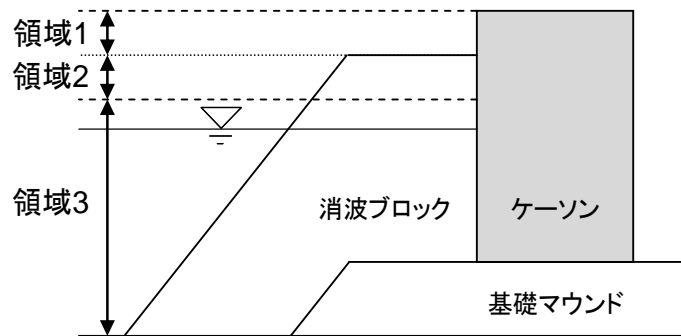


図 4.1 不完全消波時の波圧を区別する3つの領域

高橋ら⁵⁾の提案式を図化すると図4.2のようになる。領域3については、完全被覆時と変わらないが、領域1および領域2での波圧が大きくなっていることがわかる。砕波を伴うような条件まで消波ブロック天端高が沈下すると、不完全被覆時の波圧は、直壁に作用する波圧よりも大きくなることもある。

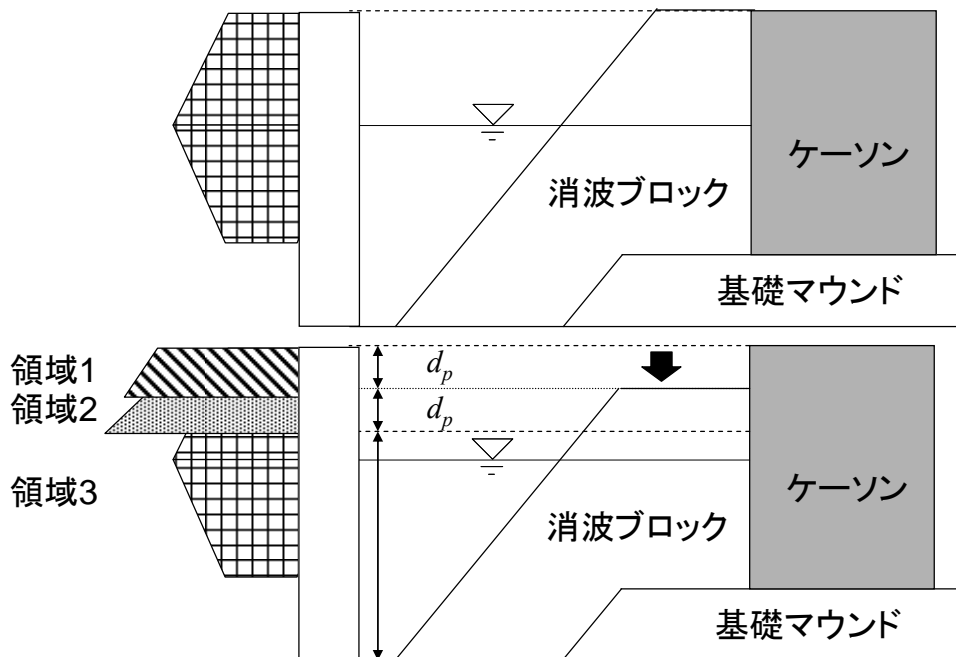


図 4.2 不完全被覆状態に採用する波圧の例（上段：完全被覆，下段：不完全被覆）

(4) 波力の時系列変化

波力の時系列変化については、下迫ら²⁾が消波ブロック被覆堤に対する波力の時系列変化モデルを提案している。既存の波力の時系列変化は、図 4.3 に示すように、衝撃圧を表す三角形パルス ($P2$ は合田式の衝撃成分) と重複波成分 ($P1$ は合田式の重複波成分) をサインカーブで表したものを重ね併せて表現される。図中の T は周期、 τ は衝撃成分の継続時間である。下迫ら²⁾は、消波ブロック被覆堤に対する水理模型実験を行って 図 4.4 に示すような波力の時系列変化モデルを提案した。下迫らは実験結果から、直立堤に見られるような衝撃成分と重複波成分ではなく、衝撃成分のピーク値が小さくなり、さらに重複波成分の山が崩れることに着目し、見かけの衝撃波の継続時間 (τ^*) を導入し、三角形パルスのみで、消波ブロック被覆堤の波力の時系列変化モデルを構築した。波力の時系列変化モデルの詳細は、下迫ら²⁾を参照されたい。

本研究で対象としている消波ブロックの天端高が沈下した際の波力の時系列変化については、ブロックが沈下すると、領域 1 と領域 2 には衝撃成分が作用するため、図 4.3 の直立壁に作用する波力の時系列変化モデルを採用した。ただし、それぞれのピーク値については、上記の通り、高橋ら⁵⁾に従って求めている。

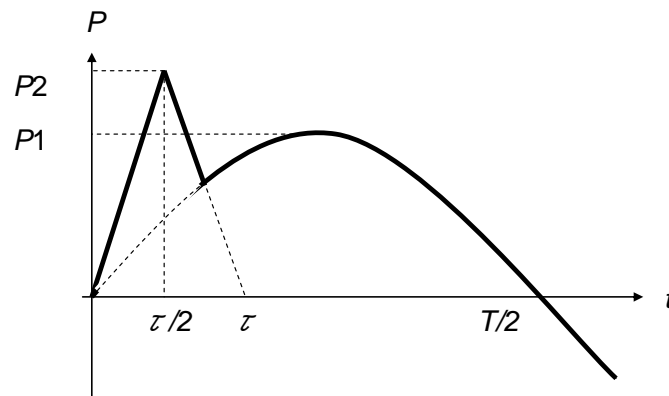


図 4.3 直立壁に作用する波力の時系列変化

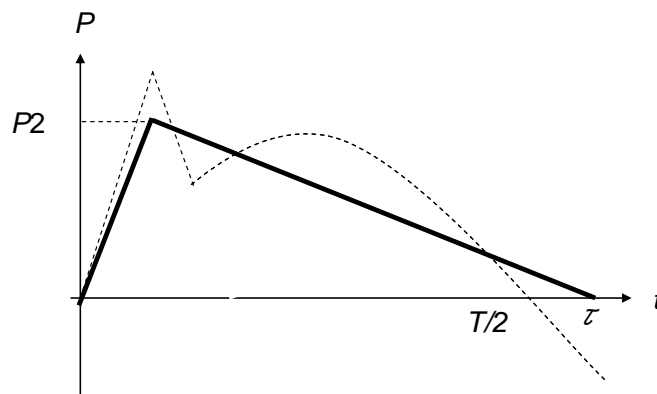


図 4.4 消波ブロック被覆堤に作用する波力の時系列変化 (下迫ら²⁾)

(5) 計算フロー

本手法は、波浪による消波ブロックの被災にともなう波力の増大を考慮して、消波ブロック被覆堤の滑動量を算定するものである。波浪に対する消波ブロックの移動個数は、(2) で記述した高橋ら³⁾の実験式を用いて算定した。消波ブロックの移動に伴う波力の増大は、移動した消波ブロック個数に対応する個数の消波ブロックが天端から取られて、天端が低下すると仮定して、前述の(3)で示した方法で算定した。また、波浪によってケーソンが滑動している場合には、ケーソンの滑動によって消波ブロックとの間に生じた空隙体積に対応する消波ブロックの個数（個数の計算には、消波ブロックの空隙率も考慮している）がさらに天端から取られると仮定している。これによってケーソンの滑動に伴う波力増大も考慮できるようにしている。

既存の滑動量算出モデルでは、1 回の高波浪来襲期間中の消波ブロックおよびケーソンの被災は考慮していなかったが、本研究では、高波浪の作用時間をいくつかの期間に分割し、その 1 期間におけるケーソンの滑動量と消波ブロックの被災度（長さ 1m 当たりの移動個数）を算出し、次期間の滑動量計算から、ブロック天端の沈下による波力増大を考慮することとした。

本研究で用いた滑動量算定手法の計算フローを図 4.5 に示す。まず、被災時に堤体に作用した波浪諸元（波高，周期）および高波浪の作用時間，作用時間を分割する期間数を設定する。次に、レーリー分布から 1 波 1 波の波浪を抽出し、それぞれの波に対する堤体の滑動量を算出し、分割した小期間中の波の数だけ繰り返し、その期間中のケーソンの滑動量を算出する。小期間中に滑動したケーソンと消波ブロックの間に生じた空隙によって、消波ブロックが変状すると仮定し、ケーソンの滑動による消波ブロックの沈下量を算出する。

次に、分割した小期間中における有義波高と波の数から、高橋ら³⁾の式を用いて消波ブロックの被災度（長さ 1m 当たりの移動個数）を算出する。この時、高橋らと同様に累積被災度を算出する。小期間中の消波ブロックの被災度から、移動した消波ブロックの体積（空隙も含む）に対応した量だけ消波ブロックの天端が沈下したとして、その沈下量を算出する。

そして、ケーソンの滑動と消波ブロックの移動に伴う沈下量を足して、1 期間中の消波ブロックの沈下量を算出する。また、算出したブロックの沈下量を前の期間までの沈下量に加えて累積沈下量を求め、次の小期間における消波ブロックの形状を定める。このとき、累積沈下量に応じて波力を増大させている。これを小期間の数だけ繰り返し、高波浪来襲中のケーソンの滑動量を求める。

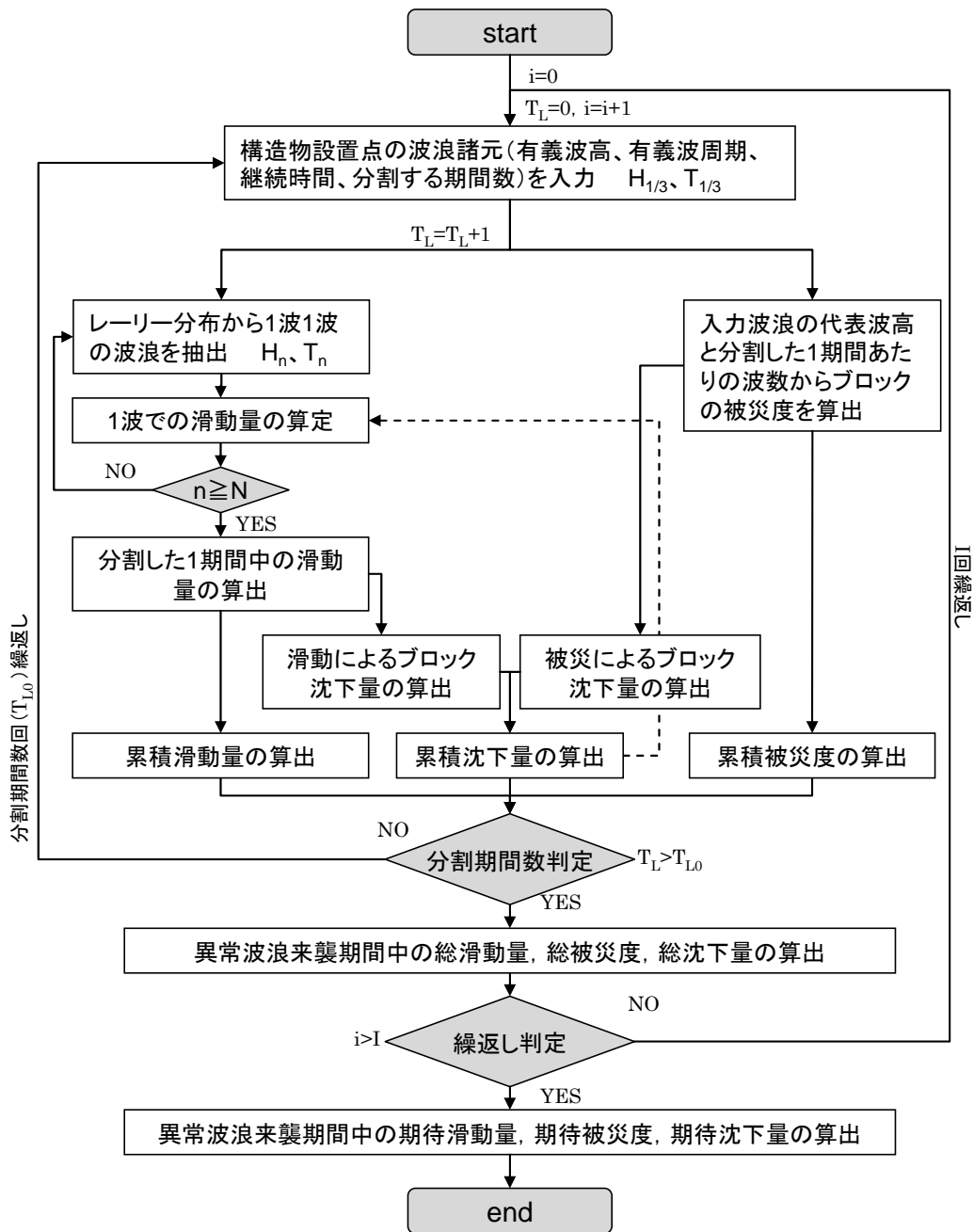


図 4.5 消波ブロック被覆堤の期待滑动量の算出フロー

4.1.2 被災事例による滑動量算定モデルの検証

(1) 周参見漁港

1) 滑動被災の概要

金ら⁶⁾によると、台風 0423 号の来襲によって、周参見漁港では、突堤や防波堤が計 90m にわたって傾くなど、4 箇所で大きな被害を受けた。特に、西防波堤では、先端部が高波によって、6～10m 滑動し、その基部では、激しい越波によって表層土が大きく剥ぎ取られた。また、西防波堤が被災したことによって、港内に大きな波浪が進入し、背後の防波堤が完全に崩壊した。西防波堤の断面図は図 4.6 に示すとおりであり、設計波高は 3.8m、先端部の隅角部では 4.9m であった。

金らは、被災時の波浪を追算し、その追算沖波波浪を入力条件として、エネルギー平衡方程式による波浪変形計算を行い、防波堤前面での被災時の波高を推定した。推定結果によると、被災した西防波堤の先端部では、6.0m～6.2m であり、設計波より 1m 程度大きかった。また、金らは、消波ブロックの影響を考慮せず、ケーソンの傾斜による滑動抵抗力を考慮して、ケーソンの滑動解析を行い、滑動被災状況を再現した。

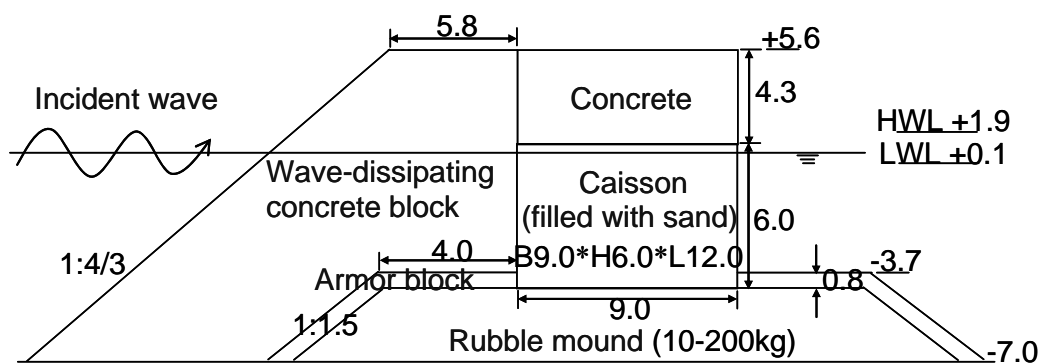


図 4.6 周参見漁港西防波堤断面図 (単位:m)

表 4.1 計算条件 (周参見漁港)

項目	値
波高	4.0～7.2m (被災時推算波高:6～6.2m)
周期	16s
水深	7m
堤体幅	9.0m
天端高	5.5m
法面勾配	1 : 4/3
ブロック種別	12.5t, 16t (設置は15t)
継続時間	2時間

2) 滑動要因の検討

周参見漁港西防波堤の滑動状況を再現するために、金らの推定した被災時の堤前波浪を入力条件として、表 4.1 に示す計算条件の下、ケーソンの滑動量を本モデルで算出した。算出結果を図 4.7 に示す。現地に設置していた消波ブロックは、15tの四方錐ブロックであるが、このブロックの安定性については経験式が提案されていない。そこで、15tの四方錐ブロックに対応するものとして、本モデルで計算可能なブロックとしてテトラポッドを対象にし、12.5tと 16tのブロックを用いて、それぞれに対するケーソンの滑動量を算出した。それぞれ、図中の白丸と黒丸で示している。また、消波ブロックが被災しにくい 40tや 80tのブロックの場合や被覆ブロックがない場合、ブロックは被災しないがケーソンの滑動でブロックが沈下する条件(図中の×)や沈下しない条件(図中の*)についても計算している。

図 4.7 中の 12.5tと 16tのテトラポッドによる被覆堤では被災時と同程度の滑動量(6～10m)を示す波高としては 5.6～5.8mとなっている。被災時の滑動量に対応する波高は金らのもの(6～6.2m)よりやや小さくなっているが、これは、本モデルでは消波ブロック被覆堤の変状をすべてブロック天端の低下とみなしているために、ケーソンに働く波力を大きく見積もっていることに因っていると考えられる。

次に、滑動要因を検討するために、設置していた 15tのブロックよりも重いブロック(40t型と 80t型)を用いた場合について、図 4.7 からケーソンの滑動量は 16tブロックで被覆した場合より 2～3m低減することができるが、5.6～5.8mの波高に対しては、5m以上の滑動が発生している。また、ブロックは被災しないが、ケーソンの滑動に伴ってブロックが沈下する場合であっても、5～8m程度滑動しており、ブロックをいくら大きくしても、被災したときのような大きな波浪が作用する場合には、大規模な滑動破壊が発生することがわかる。このことから、被災時のような大波浪に対しては、被覆ブロックによって被災を防ぐことはできず、ケーソン自体を大きく(重く)しなくてはならないことがわかる。つまり、周参見漁港西防波堤の被災要因は、来襲波浪の大きさに比して堤体本体の重量が軽いことに起因した滑動破壊であることがわかった。

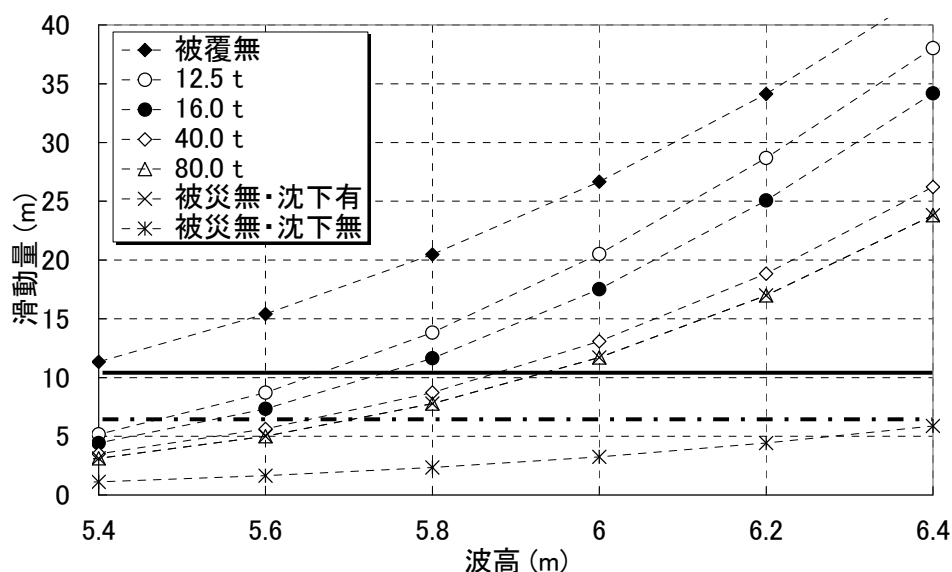


図 4.7 来襲波浪と滑動量の関係 (周参見漁港)

(2) 伏木富山港

1) 滑動被災の概要

2008年2月23日から24日にかけて発達した低気圧の影響によって、富山湾沿岸でも漁港・港湾施設に甚大な被害が生じた。特に伏木富山港においては、伏木地区北防波堤が写真4.1に示すように150m以上にわたり、堤体の滑動、消波工の沈下が発生し、堤体本体の滑動は最大で12mにも及んだ。

富山湾沿岸に被害をもたらした波浪は、通常より長い周期を持つうねり性波浪であり、地元で「寄り回り波」と呼ばれているものである。この寄り回り波は、日本海北部の暴風域で発生し成長した波浪が長い距離を伝播してうねりとなって富山湾へ到達するものであることがわかってきている。伏木富山に設置されているナウファス海象計では、2008年2月24日14時に最大有義波高4.24m、周期14.4sを観測している。



写真 4.1 伏木富山港北防波堤の滑動被災状況（国土交通省ほか⁷⁾より抜粋）

2) 来襲波浪の推定

間瀬ら⁸⁾による波浪変形計算モデルを用いて、防波堤が滑動被災を受けた伏木富山港周辺の波浪変形計算を行った。計算格子間隔は10mとし、北防波堤の反射率は0.5とした。波向きはNNEとNEの2ケースで計算した。

図 4.8 に伏木富山港周辺の深浅図を示す。伏木富山港の東側は「あいがめ」と呼ばれる海底谷が海岸近くまで迫った地形となっている。伏木富山のナウファス観測値（被災時の代表波浪：有義波高 4.2m, 周期 14s）に整合するように、エネルギー平衡方程式による波浪変形計算を行った。伏木富山港周辺の波浪変形計算結果を図 4.9 に示す。あいがめで屈折した波浪が、西側の伏木富山港および東側の奈呉の浦に収斂している様子が再現できた。滑動被災した北防波堤前面の波浪を再現計算した結果、波浪が集中しているところで $H_{1/3}=5.0\sim5.5\text{m}$ であった。

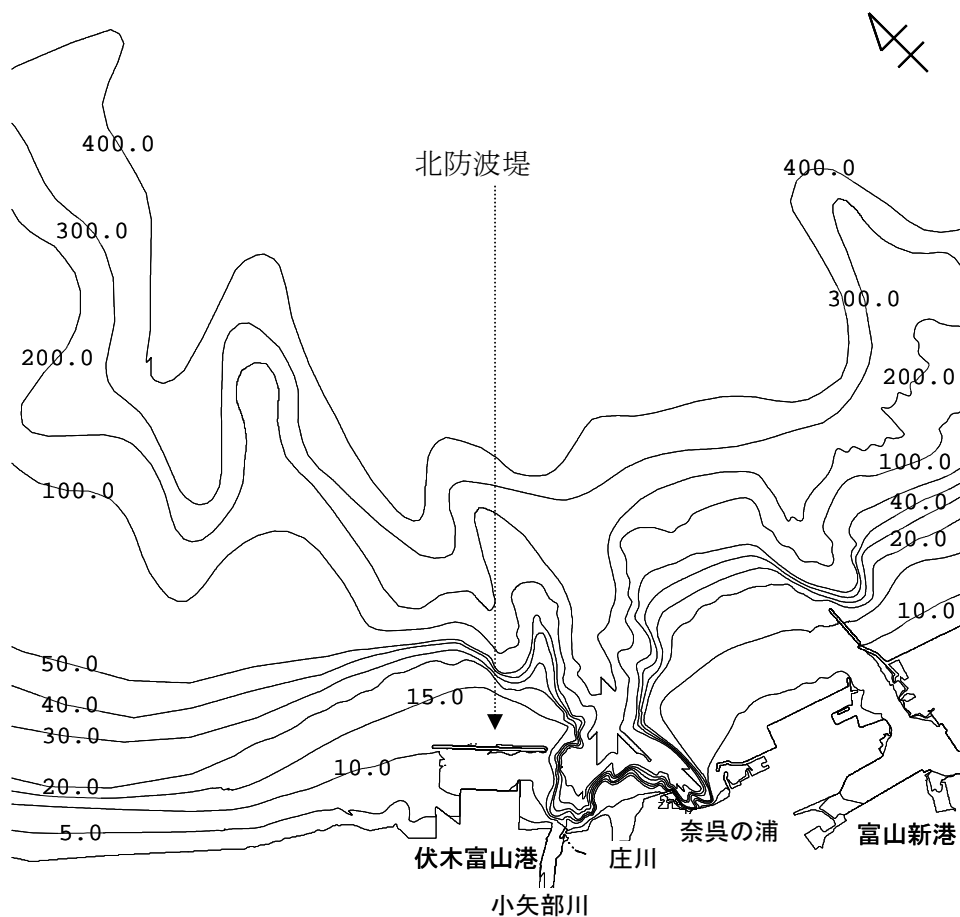


図 4.8 伏木富山港周辺の深浅図

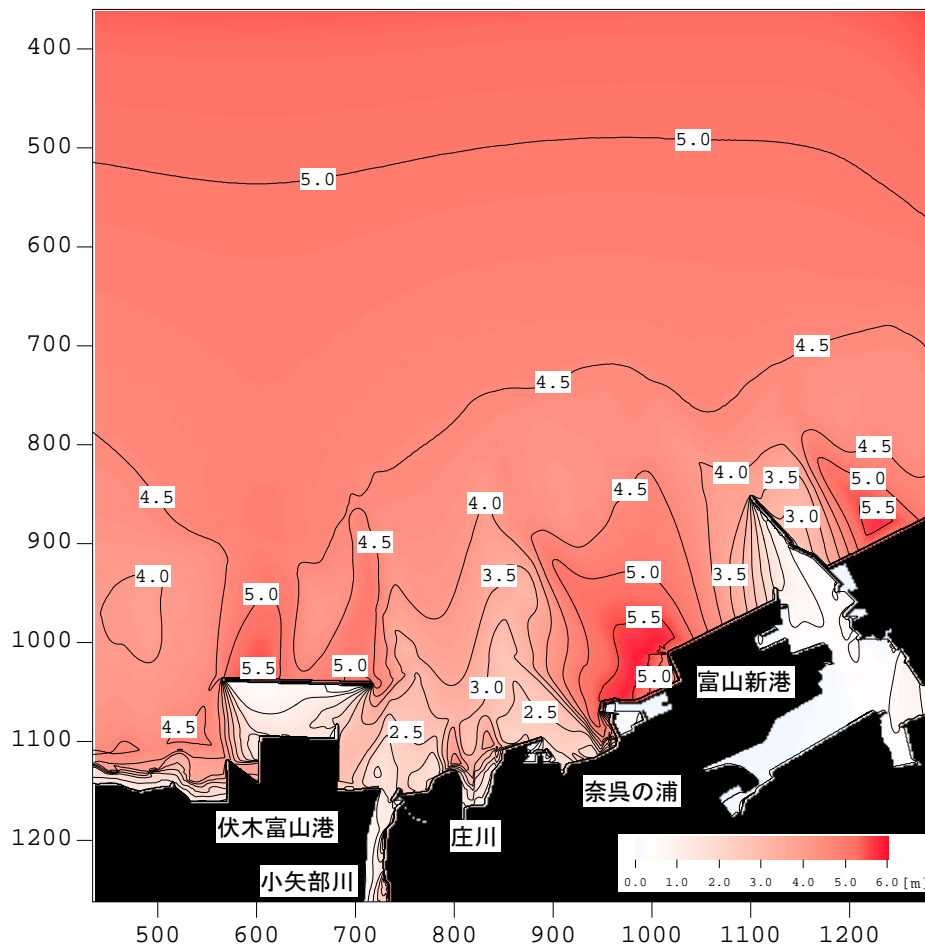


図 4.9 エネルギー平衡方程式による堤前波浪の算定結果

3) 滑動状況の検証

伏木富山港伏木地区北防波堤の滑動状況を再現するために、2) で求めた堤前波浪を入力条件として、表 4.2 に示す条件の下、ケーソンの滑動量を算定した。解析対象としては、滑動が最も大きかったB区間の防波堤とし、断面図を図 4.10 に示す。B区間は、16tのホール6ブロックで被覆された消波工被覆混成堤であるが、テトラポッド 16tとほぼ同等と見なして計算を行った。

伏木富山のナウファス観測データでは、約 4mの波高が 12 時間程度継続して来襲していたため、継続時間を 2～12 時間まで変化させて計算を行った結果を図 4.11 に示す。図から、4mの波高が 12 時間継続しても、堤体はほとんど滑動しないが、5～5.5mの波高が 8～12 時間来襲した場合、ケーソンが 1～11m程度滑動しており、本モデルによって滑動被災状況(1～12m)が概ね再現できた。

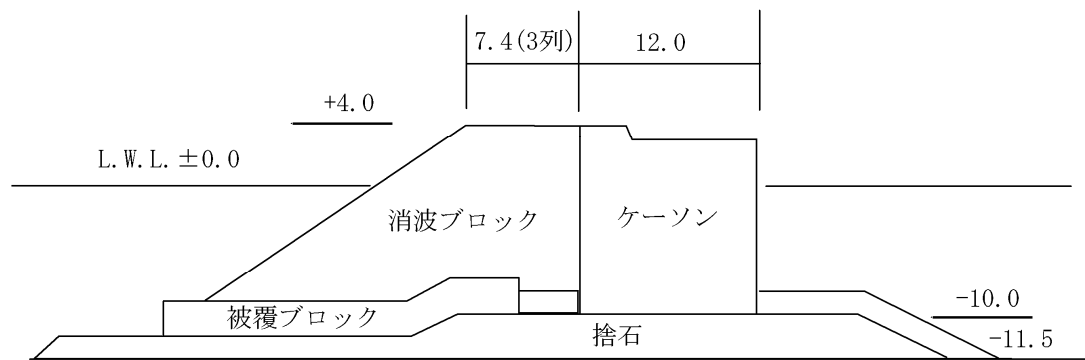


図 4.10 伏木富山港北防波堤断面図 (B 区間, 単位:m)

表 4.2 計算条件 (伏木富山港)

項目	値
波高	4.0～5.5m (被災時推算波高:5～5.5m)
周期	14s
水深	11.5m
堤体幅	12m
天端高	4.0m
法面勾配	1:1.5
ブロック種別	テトラポッド, 16t
継続時間	2～12時間 (2時間毎)

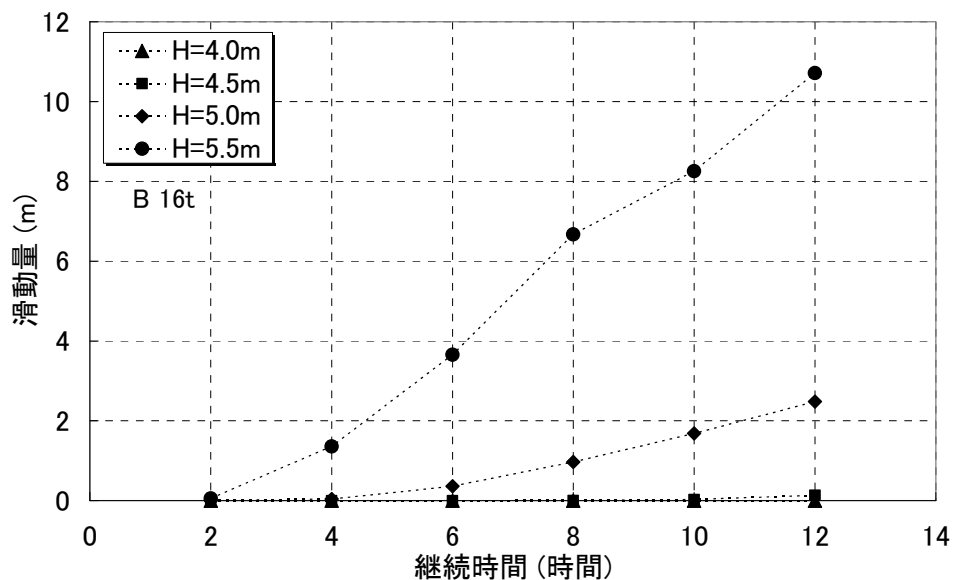


図 4.11 高波浪継続時間と滑動量の関係 (伏木富山港, 16t ブロック)

4) 被災要因の検討

消波ブロックの被災による影響を検討するために、設置していた 16t ブロックよりも重いブロック (20t, 25t, 32t) を用いた場合について、ケーソンの滑動量を算定した結果を図 4.12 に示す。消波ブロックの被災は考慮しないが、ケーソンの滑動に伴ったブロックの沈下は考慮する場合についてもケーソンの滑動量を算出し、薄墨の記号で示している。図から、32t ブロックを用いた場合、16t ブロックで被覆した場合に比べて、滑動量は波高 5m では 2m 程度、波高 5.5m では 4m 程度、12 時間の波浪継続後において低減することがわかった。しかし、5.5m の波高が 12 時間継続すると、ブロックが被災しないとした場合でも 5m 程度滑動することがわかった。

また、伏木富山で既往最大波高を記録した台風 0423 号時 (有義波高 6.53m, 周期 8.4s, 2 時間継続) を入力条件として、ケーソンの滑動量、ブロックの沈下量、ブロックの被災度を算出した結果を図 4.13 に示す。図には、堤体の滑動量と消波ブロックの沈下量、被災度を示している。今回の被災した波浪 (有義波高 4.2m, 周期 14s, 12 時間継続) と比較すると、台風 0423 号時の方が波高は 2m 以上大きい、ほとんど滑動していないことがわかる。一方、ブロックの被災度について比較すると、今回の被災時の継続時間が長い、被災度がやや大きくなっているが、1~2 個/m 程度であり変わらないことがわかる。ブロックの沈下量を比較すると、今回の被災の方が大きい。このことはブロックの被災によるブロック沈下よりも、ケーソンの滑動に伴うブロック沈下の方が大きいことを示している。今回の滑動要因は、来襲した波浪の波高は 5~5.5m 程度で既往最大波高に比べると小さいが、周期が 14s 程度と長く、また、12 時間程度、継続して来襲したことに起因している。周期の長い波浪が来襲して、ケーソンに大きな波力が作用し、ケーソンが滑動したことに伴い、ブロックが変状し、さらにケーソンに作用する波力が増大したと考えられる。来襲波浪の波高だけでなく、周期や継続時間の違いで滑動量が大きく変わることがわかった。

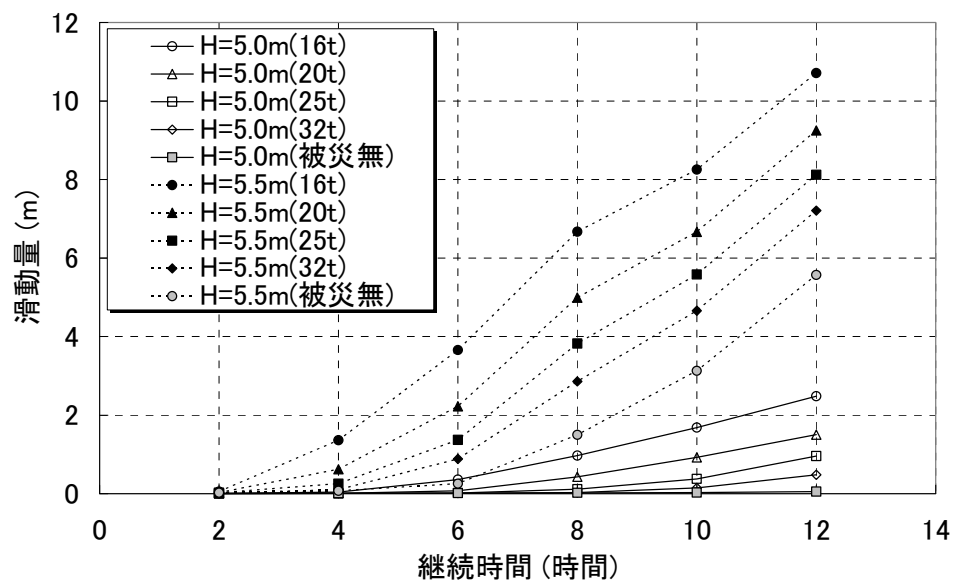


図 4.12 ブロック質量と滑動量の関係 (伏木富山港)

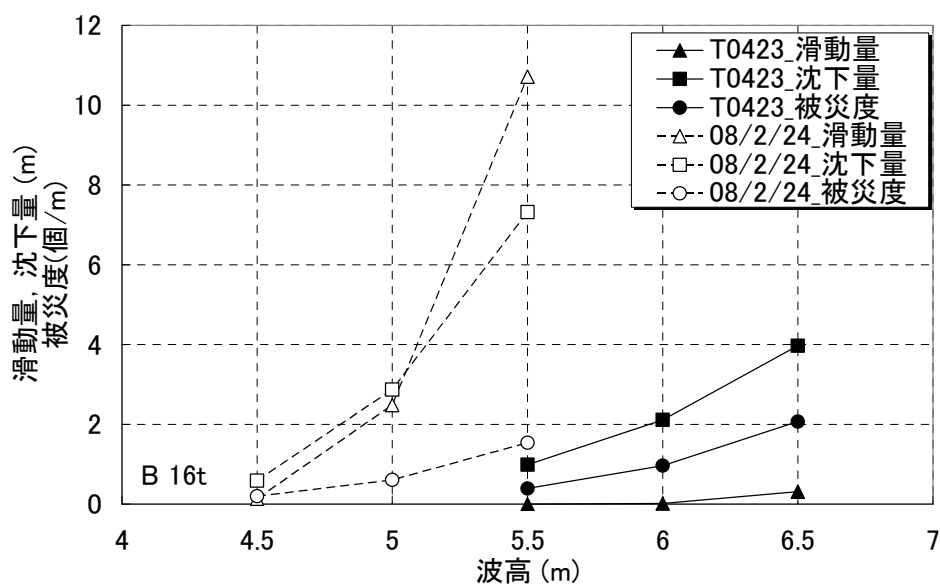


図 4.13 2008 年 2 月被災時と T0423 時の滑動量, ブロック沈下量, ブロック被災度との比較 (伏木富山港)

4.2 消波ブロック被覆堤の最適設計法の提案

4.2.1 計算モデル

本計算モデルは消波ブロック被覆堤に関する設計供用期間中のケーソンの滑動量および消波ブロックの被災とそれから求まる消波ブロックの期待補修費を算出するものである。初期建設費は各質量の消波ブロックの製作，据付費に加え，各質量に対応するケーソンの製作，据付費，基礎マウンド費を計上している。

設計供用期間中の消波ブロック被覆堤の滑動量は，4.1消波ブロック被覆堤の滑動量解析の方法を採用している。波浪に対する消波ブロックの被災度（1mあたりの移動個数）は，高橋ら³⁾が提案している消波ブロックの安定数算定式を用いて算出する。部分的に被覆された堤体に作用する波圧の算定には，高橋ら⁵⁾が提案した不完全消波断面の波圧算定法を用いた。消波ブロックの移動に伴う波力の増大は，移動した消波ブロック個数に対応する個数の消波ブロックが天端から取られて，天端が低下すると仮定して算定した。また，波浪によってケーソンが滑動している場合には，ケーソンの滑動によって消波ブロックとの間に生じた空隙体積に対応する消波ブロックの個数（個数の計算には，消波ブロックの空隙率も考慮している）がさらに天端から沈下すると仮定している。これによってケーソンの滑動に伴う波力増大も考慮できるようにしている。消波ブロック天端の沈下による波力の増大は，翌年の高波浪来襲時から考慮することとした。

設計供用期間の滑動安定性の指標として下迫・多田⁹⁾の滑動量に対する超過確率を用いて，ブロック質量に対する必要堤体幅を算出した。

最適設計の具体的な手法については以下に示し，計算フローは図 4.14 に示す。図中に示しているように，諸条件を設定して，それに対して，期待滑動量，補修費を算出し，その中で最もLCCの小さいブロックを選定する。

- i) 計算対象とする消波ブロックの諸元（代表径，密度，空隙率）を設定する。
- ii) 設定したブロック諸元に対応した初期断面を設定し，初期建設費を算出する。
- iii) 沖波発生頻度分布から，乱数を用いて1回の高波浪時の沖波波高を抽出する。
- iv) 抽出した沖波波高から波浪変形計算を行い，対象地点直前での波浪諸元を算出する。波浪変形計算による算定誤差を考慮して，乱数を用いて新しい波高を設定する。
- v) 来襲波浪がレーリー分布に従うとして，1波1波の波浪を抽出し，それぞれの波に対する堤体の滑動量を算出する。滑動量の算出を波の数だけ繰返し，1回の高波浪来襲中のケーソンの滑動量を算出する。
- vi) 1回の高波浪の作用時間（2～3時間）中における有義波高と波の数から，(3.2)によって消波ブロックの累積被災度を算出する。
- vii) iv)で求めた1回の高波浪期間中に滑動したケーソンと消波ブロックの間に生じた空隙によって，消波ブロックが変状・沈下すると仮定し，ケーソンの滑動による消波ブロックの沈下量を算出する。
- viii) vi)で求めた1回の高波浪期間中の消波ブロックの被災度から，消波ブロックの被災・移動による消波ブロックの沈下量を算出する。
- ix) vii)とviii)で求めた消波ブロックの沈下量を足しあわせ，1回の高波浪期間中の消波ブロックの沈下量を算出する。また，算出したブロックの沈下量を前年までの沈下量に足しあわせて累積沈下量とし，翌年のケーソンの滑動量算定時に，累積沈下量に応じて波力の増大

を考慮する。

- x) iii)～ix)を設計供用期間繰返し，供用期間中におけるケーソンの総滑動量と消波ブロックの総補修費を算出する。
- xi) iii)～x)を期待値の変動が小さくなるように繰返し（本研究では 10,000 回とした），設計供用期間における滑動量（0.1m，0.3m，1.0m）に対する超過確率を算出する。
- xii) 算出した超過確率が許容超過確率を満足するまで ii)～xi) を繰返し，滑動安定性を満足する必要堤体幅を決定する。
- xiii) 決定した必要堤体幅に対応する初期建設費と期待補修費から設計供用期間中の LCC を算出する。
- xiv) 上記の計算を各質量の消波ブロックに対して行い，LCC の最も小さい質量の消波ブロックと必要堤体幅を決定する。

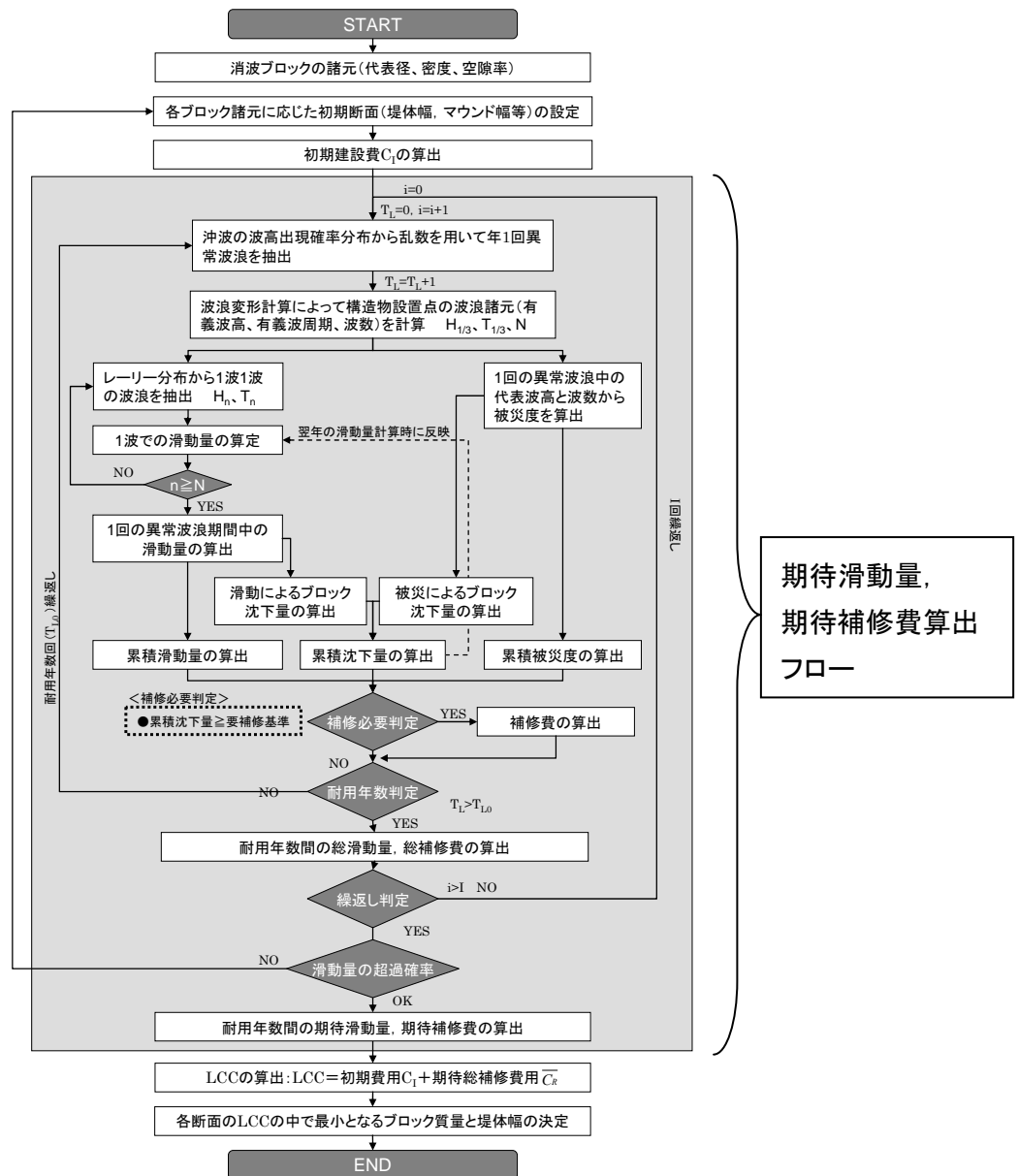


図 4.14 最適設計の計算フロー

4.2.2 設定条件

(1) 消波ブロックの諸元

消波ブロックの諸元，単価等は，3.1消波ブロックの最適設計と同様とした．

(2) 計算条件

本研究で検討対象としたモデル消波ブロック被覆堤を図 4.15 に示す．表 4.3 に示す計算条件のもと，2t～80t型の消波ブロックを対象として，設計供用期間中の期待滑動量を算出する．

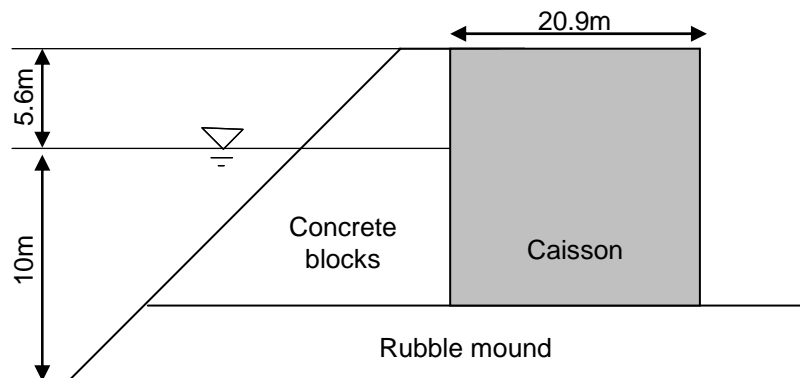


図 4.15 検討対象断面模式図

表 4.3 計算条件

項目	値
50 年確率沖波波高	9.0m
沖波発生頻度分布	Weibull 分布 $k=1.0, A=1.7, B=2.35$
水深： h	10m
天端幅	天端 2 個並び
天端高： h_c	5.6m
初期堤体幅	20.9m
法面勾配	1 : 4/3
マウンド層	3.0m
トン型	2t～80t 型
K_D 値	8.3
補修基準	ブロック 1 個分
耐用年数	50 年
繰り返し回数	10,000 回

4.2.3 最適設計とその考察

(1) 期待滑動量の算出

モデル防波堤を対象とした最適設計を実施する前に、本計算モデルを用いて、設計供用期間中の期待滑動量を算出した。堤体幅については、消波ブロックの質量による期待滑動量の変化を調べるために、20.9m（消波ブロックによる波力低減効果を考慮した場合の現行設計基準に基づく堤体幅）で一定とした。さらに、消波ブロックの補修を考慮する場合としない場合を設定し、期待滑動量を算出したものを 図 4.16 に示す。図には、参考として、消波ブロックで被覆しないケースのみの場合や、下迫ら²⁾による消波ブロックが被災しないとした場合も併せて示している。補修を考慮する場合には、ブロック据付施工を考慮して消波ブロックの天端が各ブロックの代表径以上沈下した場合に原形復旧し、次年の高波浪来襲前には初期の断面形状に戻すとした。図 4.16 から高山ら¹⁰⁾が指摘したように、ブロックの補修を考慮しない場合、比較的軽いブロック（本断面では 2t～32t ブロック）では、設計供用期間中に高波浪によって被災し、ブロックの不完全被覆に伴って波力増大が発生するため、期待滑動量は消波ブロックで被覆しない場合よりも大きくなる。しかし、本研究で提案するように、設計供用期間中の消波ブロックの補修を考慮した場合、高波浪によって被災が起きてても、代表径以上の沈下が起きていれば、次の高波浪来襲までに消波ブロックを積み戻すため、不完全被覆とならず、衝撃碎波圧が作用しにくくなり、期待滑動量は小さくなる。これらから高山らよりも実際の補修形態が反映されていることがわかる。

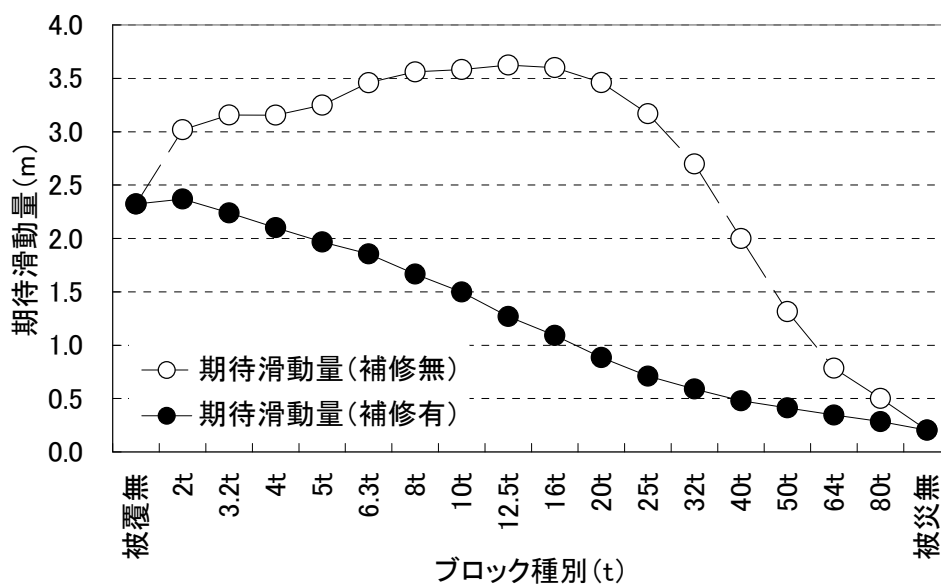


図 4.16 補修の有無によるブロック種別の期待滑動量の変化

(2) 必要堤体幅の算出

前項では、堤体幅を一定とした期待滑動量を算出したが、消波ブロックの安定性は質量によって変わるため、ブロックの質量に対応した必要堤体幅を求める必要がある。本検討では、表 4.4 に示す下迫・多田⁹⁾による滑動量の超過確率の許容値（構造物の重要度を「普通」とした）を用いて、消波ブロックの質量毎の必要堤体幅を算出し、図 4.17 に示す。図 4.16 と同様に、比較対象として消波ブロックで被覆しない場合とブロックが被災しないとした場合を併せて示している。ブロックの補修基準についても図 4.16 と同じである。図 4.17 からブロック補修を考慮しない場合には、比較的軽いブロック（本検討断面では 2t～50t）ではブロックを被覆しない場合よりも必要堤体幅が大きくなる。期待滑動量の計算と同様に、消波ブロックの被災によって不完全被覆が生じ、それに伴って波力増大が起こるためである。しかし、本検討のように、ブロック補修を考慮することで、16tより大きいブロックでは被覆しない場合よりも必要堤体幅を小さくすることができる。消波ブロックの補修を考慮した場合であっても、3tと 4tブロックを用いると、それらよりも軽い 2tブロックでの必要堤体幅より大きくなる。これは、高山ら¹⁰⁾も指摘しているように、1 回の高波浪来襲期間中の消波ブロックの被災を考慮していないため、2tブロックでは 1 回の高波浪で補修基準に達してしまい、不完全被覆による波力増大が発生しないことに起因している。

表 4.4 滑動量に対する超過確率の設定例（下迫・多田⁹⁾）

		超過確率		
		1.0 m	0.3 m	0.1 m
重要度	1.低い	10 %	20 %	50 %
	2.普通	5 %	10 %	30 %
	3.高い	2.5 %	5 %	15 %

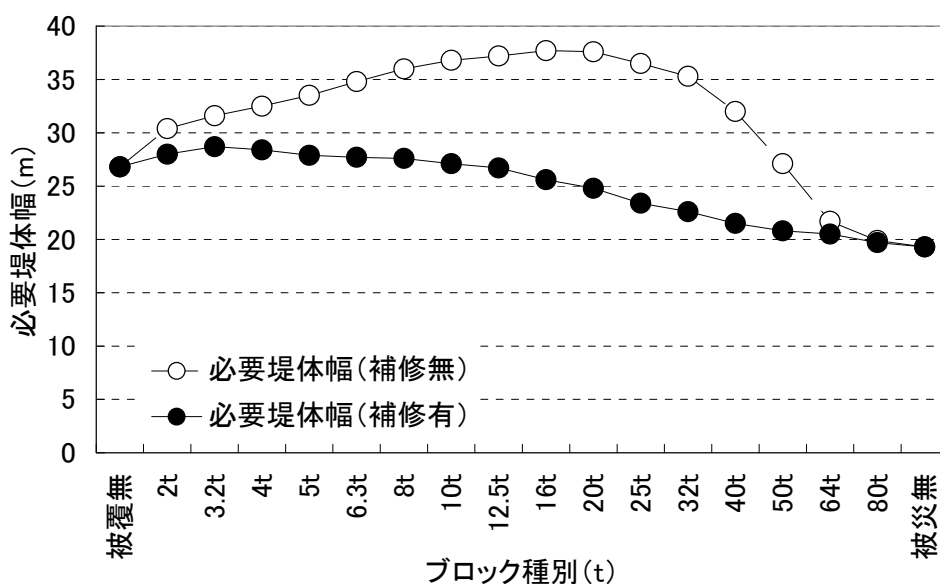


図 4.17 補修の有無によるブロック種別の必要堤体幅の変化

(3) LCC の算出

消波ブロックの質量毎に算出した必要堤体幅を基に，設計供用期間中に発生した補修費と初期建設費を合わせて LCC を算出する．初期建設費は，消波ブロックの製作・据付費に加えて，基礎工と堤体にかかる費用とした．単価は簡単のため，基礎工：8.4 千円/m³，堤体：100 千円/m³として算出した．

本モデル防波堤を対象として算出した LCC について，消波ブロックの質量毎の補修の有無による LCC の変化を 図 4.18 に示す．ブロックの補修を考慮しない場合の LCC は，初期建設費のみとなることに留意が必要である．図 4.18 から 4t より軽いブロックに関して，補修を考慮した場合の初期建設費が補修なしの初期建設費より小さいが，被災に伴う補修費が大きいため，LCC としては補修を考慮しない場合の方が安くなる．しかし，5t よりも重いブロックでは，補修を考慮しない場合の必要堤体幅が大きいため，初期建設費が非常に大きくなり，設計供用期間中のブロック補修を考慮した場合の LCC の方が安くなる．本検討断面では，80t 型を用いた必要堤体幅での LCC が最小となった．本検討条件では，最も大きいブロックを用いた場合に LCC が最小で最適断面となったが，波浪条件や設置水深，防波堤の諸元等によって LCC が最小となるブロックと堤体幅の組合せが決定されることに留意する必要がある．

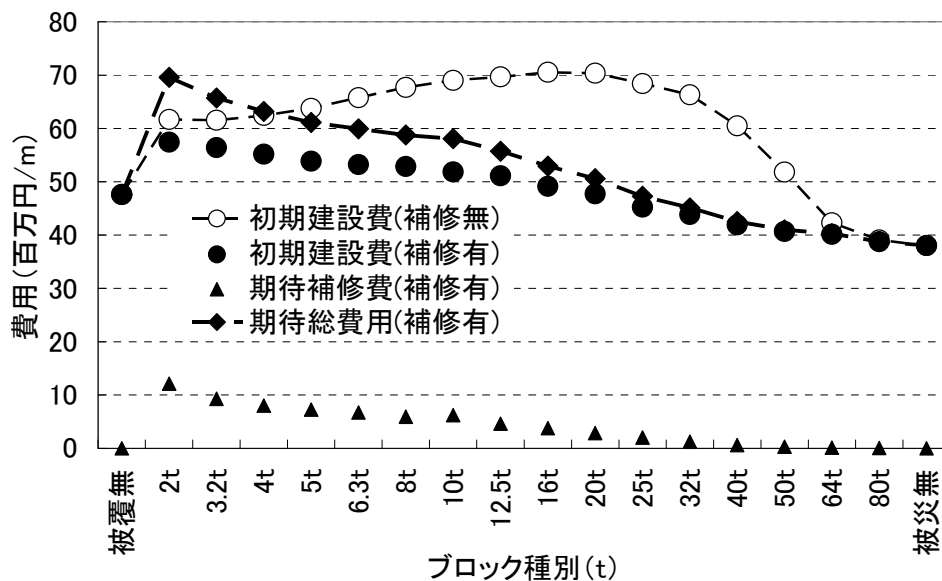


図 4.18 補修の有無によるブロック種別の LCC の変化

4.3 まとめ

本章で述べた被災事例に基づく滑動量解析結果について、以下にまとめる。

- ・ 消波ブロック被覆堤の滑動被災事例を対象に、高山ら¹⁰⁾の滑動量算定手法を改良して被災状況を再現し、その適用性を確認した。
- ・ 台風 0423 号来襲時の周参見漁港防波堤の滑動要因は、来襲波浪に対して堤体質量が小さ過ぎるためであり、ブロック質量を増大させても大きな滑動が発生することがわかった。
- ・ 2008 年 2 月冬季風浪時の伏木富山港防波堤の滑動要因は、複雑な地形の影響で波高が 5.0～5.5m 程度に増大した周期 14s のうねり性波浪が約 12 時間継続して来襲したためである。波高だけでなく、周期や波浪の継続時間も滑動要因に重要であることがわかった。

また、消波ブロック被覆堤の最適設計法についての主要な結果を、以下にまとめる。

- ・ 消波ブロック被覆堤を対象に設計供用期間の滑動安定性を満足しつつ、LCC を最小とする最適断面を決定する最適設計手法を提案した。
- ・ 設計供用期間の消波ブロックの補修を考慮することで、期待滑動量と必要堤体幅はともに小さくなる。また、軽いブロックを設置した場合で補修しない場合には、不完全被覆によって波力増大が起こるが、補修を考慮することで波力増大に伴う滑動被害を軽減できる。
- ・ 本最適設計手法により、補修を考慮した堤体断面（必要堤体幅）から算出される初期建設費と消波ブロックの補修費を加えた LCC を、補修を考慮しない場合の初期建設費より小さくできる場合がある。

参考文献

- 1) 下迫健一郎，高橋重雄：期待滑動量を用いた混成堤防波堤直立部の信頼性設計法，港研報告，第 37 巻，第 3 号，pp. 3-30，1998.
- 2) 下迫健一郎，大寄菜々子，中野史丈：滑動量を要求性能に設定した混成堤の信頼性設計法，港空研報告，第 45 巻，第 3 号，pp. 1-20，2006.
- 3) 高橋重雄，半沢 稔，佐藤弘和，五明美智男，下迫健一郎，寺内潔，高山知司，谷本勝利：期待被災度を考慮した消波ブロックの安定重量，港研報告，第 37 巻，第 1 号，pp. 3-32，1998.
- 4) 高橋重雄，谷本勝利，下迫健一郎：消波ブロック被覆堤直立部の滑動安定性に対する波力とブロック荷重，港研報告，第 29 巻，第 1 号，pp. 54-75，1990.
- 5) 高橋重雄，大木泰憲，下迫健一郎，諫山貞雄，石貫国朗：台風 9918 号による護岸の被災とその対策に関する水理模型実験，港研資料，No. 973，50p.，2000.
- 6) 金 泰民，安田誠宏，間瀬 肇，高山知司：台風 0423 号による和歌山県すさみ町における防波堤の滑動被災解析，海岸工学論文集，第 52 巻，pp.791-795，2005.
- 7) 国土交通省北陸地方整備局伏木富山港湾事務所，富山県：富山湾における「うねり性波浪」対策検討技術委員会，2008. <http://www.pa.hrr.mlit.go.jp/uneriinkai/uneriHP.htm>
- 8) 間瀬 肇，高山知司，国富將嗣，三島豊秋：波の回折を考慮した多方向不規則波の変形計算モデルに関する研究，土木学会論文集，No.628，II-48，pp.177-187，1999.
- 9) 下迫健一郎，多田清富：混成堤の性能照査型設計法における滑動量の許容値設定に関する検討，

海岸工学論文集，第 50 巻，pp. 766-770，2003.

- 10) 高山知司，辻尾大樹，安田誠宏：消波ブロック被覆堤の変状による波力増大を考慮した期待滑動量算定法の検討，海岸工学論文集，第 54 巻，pp.756-760，2007.

第5章 消波ブロック被覆堤の最適維持管理

本章では、既存の消波ブロック被覆堤を対象として、維持管理における最適な管理水準を明らかにする手法を検討した。まず初めに、消波ブロック被覆堤の建設後におけるブロック変状調査の事例を示し、現況を把握するとともに、維持管理上の課題や今後の方向性などについて概説する。その上で、消波ブロック被覆堤の維持管理における消波ブロック天端の沈下に対する補修基準（ある沈下量に達したら消波ブロックを嵩上げして原断面に戻すという基準）に着目し、設計供用期間中のブロック補充費と災害発生時の復旧費の累積補修費について算出することによって、適切な維持管理上の消波ブロックの補修基準を検討することができる手法を提案する。

5.1 消波ブロック被覆堤の最適維持管理の必要性

5.1.1 消波ブロック被覆堤の最適維持管理の現状

消波ブロック被覆堤の維持管理では、経年的に進行する消波ブロックの沈下や散乱によって被覆面積が減少し、堤体に直接波力が生じ、あるいは不完全被覆によって衝撃的な波力が発生することから、大規模被災の発生に繋がることが想定される。そのため、本来、ブロックの積み増し等の補修時期を適切に定め、ある一定の管理水準を確保するように継続的に維持管理を行っていく必要がある。しかし、大規模な被災が発生するまでは、日常的に求められる防波堤の機能である港内の静穏性は十分に確保されていることなどの理由によって、防波堤に対する軽微な損傷に対する積極的な補修は為されていないのが現状である。

5.1.2 消波ブロック被覆堤の変状事例

消波ブロック被覆堤の変状調査結果の事例を 図 5.1 に示す。本防波堤は、約 40 年前に混成堤として当初建設されたものであるが、防波堤の前面地盤の洗掘等が激しかったため、約 20 年前にケーソン前面に消波ブロックを追加した経緯を有する断面である。図中には、消波ブロックの外形線として消波ブロックを設置した当時の設計断面、および近年実施したナローマルチビームと 3D レーザーミラースキャナーによる測量結果を示している。なお、測量結果については、防波堤断面方向に 2m 間隔のデータとしてケーソン 1 函分のデータを表示している。本図より、消波ブロック部の断面が大きく欠損し、水面上の消波ブロックが 2~4m 程度沈下していることがわかる。

本研究では、このような消波ブロックの経年的な変状のうち、波浪作用による消波ブロック天端の沈下を主たる維持補修の対象とする。これは消波ブロック被覆堤において消波ブロックの天端が下がると、波がケーソンに直接作用することにより波力の増加を招き、さらに部分被覆状態になるため衝撃砕波力が発生する可能性が高くなることから、防波堤の安定性の低下に大きな影響を及ぼすと考えられるためである。また、消波ブロックが沈下した状態を放置した場合、増大した波力がケーソンに作用することから、設計波以上の大きな波が作用した際にケーソンの被災程度（変形量）は、ブロックが沈下していない状態に比較して、より大きくなると考えられる。

以上の観点から、先述した 2m ピッチの詳細測量データを用いて、図 5.2 に消波ブロックの水面上の部分における断面残存率を法線方向の分布として示す。ここで、水面上の部分の断面残存率は試行的な指標として、HWL より上方の水面上で消波ブロックが残存している断面積を水面上の

消波工の原断面積で除することにより算出している。この図より、本防波堤では、水面上における消波ブロックの断面残存率が 60%を下回る区間が約 200m程度続いている（延長 800m～1,000m 付近）ことがわかるなど、防波堤延長の中で相対的に耐波安定性が低下している区間が特定できる。現状、消波ブロック被覆堤の維持管理では、スタッフ測量や目視点検の結果に基づき、個々の点検員等が定性的な施設の劣化状況の評価を行っているが、今後は詳細測量データ等を用いた断面情報を用いて、施設の耐波安定性の低下程度を定量化し、経年変化を予測した上で、具体的な補修等の時期や補修内容を検討できる手法の構築が必要であると考えられる。

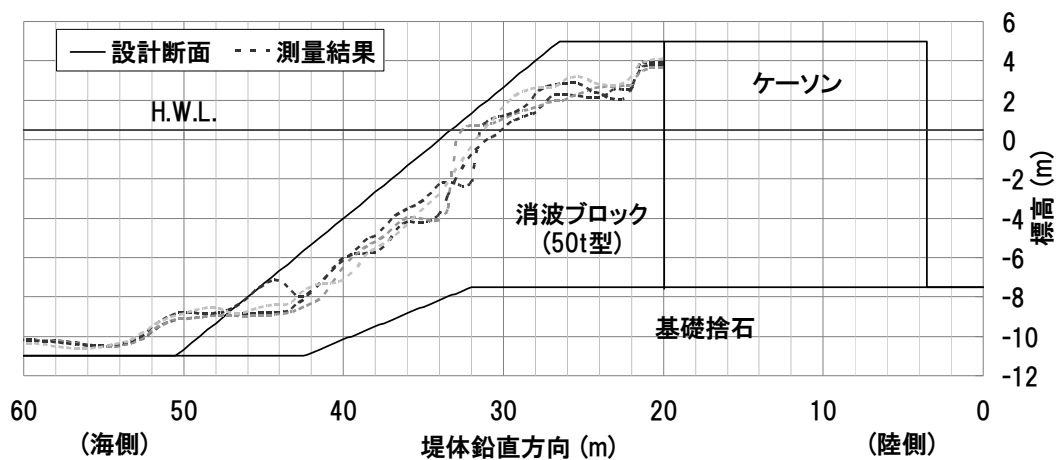


図 5.1 消波ブロック被覆堤の断面測量結果の事例（A 港）

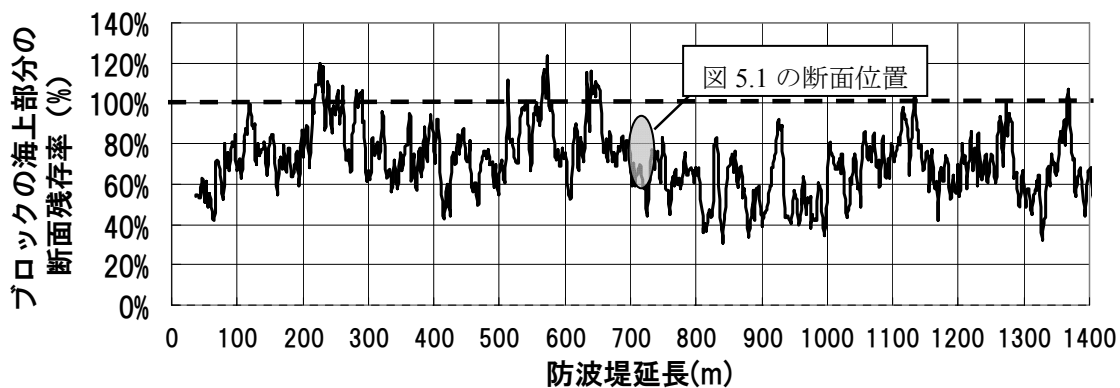


図 5.2 水面上の消波ブロックの断面残存率の空間分布（A 港）

5.2 消波ブロック被覆堤の最適維持管理手法の提案

5.2.1 計算モデル

(1) 災害復旧を考慮した補修費算出モデル

本検討では、消波ブロック被覆堤の堤体（ケーソン）の滑動変形量をモンテカルロ法により確率的に評価する手法を用いる。既存の第4章 消波ブロック被覆堤の最適設計のモデルでは、構造物の設計に対するLCC算出モデルであったため、大規模な被災を受けないような構造物を対象としていた。そのため、被災した消波ブロックの沈下に伴う波力の増大を考慮しているものの、補修費については補修基準を超えた場合のブロック補充費のみを考慮するものであった。本検討では、既存構造物を対象とした補修費を算出する必要があるため、供用期間中の補修費として、維持管理で定期的に発生するブロックの補充費と大規模被災が発生した場合の災害復旧費の両者を加算・累積した費用を考慮した。

1) 災害復旧工法と工費の関係

大規模被災時の災害復旧費をモデル化するために、近年15年間の消波ブロック被覆堤の大規模被災時のケーソン（全93函）について滑動量と復旧方法の関係を調査した。その結果を図5.3に示す。図の横軸は滑動量を防波堤の港内側マウンド肩幅で基準化した相対滑動量、縦軸は復旧工法の割合である。

図上に曲線で示しているように、相対滑動量が0～0.7程度まではケーソンの据直しは実施されず、消波工や基礎工に対する補修であり、補修復旧費は緩やかに増加する。しかし、相対滑動量が0.7程度を超えるとケーソンの据直しが必要になる事例が急増し、工費も急激に増大することがわかる。

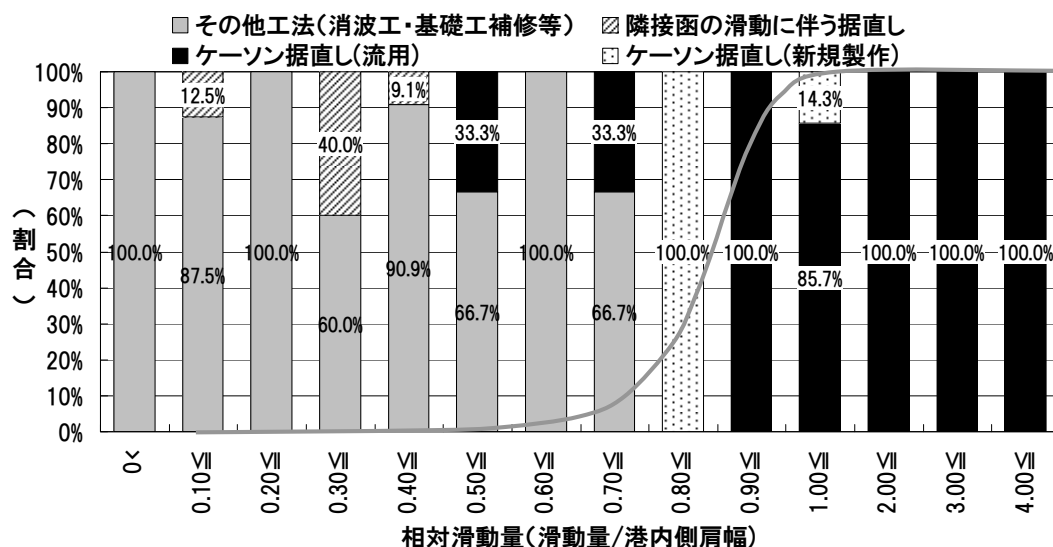


図 5.3 相対滑動量と復旧工法の関係

2) 復旧工費モデル

大規模被災時の復旧工費をモデル化するために、F港での被災事例からケーソン 53 函の 1 つずつについて、相対滑動量と復旧工事費の関係をプロットして 図 5.4 に示し、その事例から復旧工費をモデル化した。なお、F港ではケーソンの新規製作による復旧は行っていないが、相対滑動量が3程度を超えるとケーソンの新規製作による復旧が急増しているという混成堤の被災事例から、相対滑動量が 3 を超えるものについては、ケーソンを新規製作するとし、新規製作の復旧工費を上限とした。復旧工費の考え方を以下に示す。

I：散乱した消波工の補修が必要なレベル

相対滑動量 0～0.1

II：Iに基礎工の補修が必要なレベル

相対滑動量 0.1～0.7

III：IIに大きく滑動した一部のケーソンの据直しが必要なレベル

相対滑動量 0.7～1.0

IV：IIIに大きく滑動したケーソンの据直しと被災した一部のケーソンについて新規製作が必要なレベル

相対滑動量 1.0～3.0

V：消波工・基礎工の補修，および大きく滑動したケーソンの全てについて新規製作が必要な区間

相対滑動量 3.0～

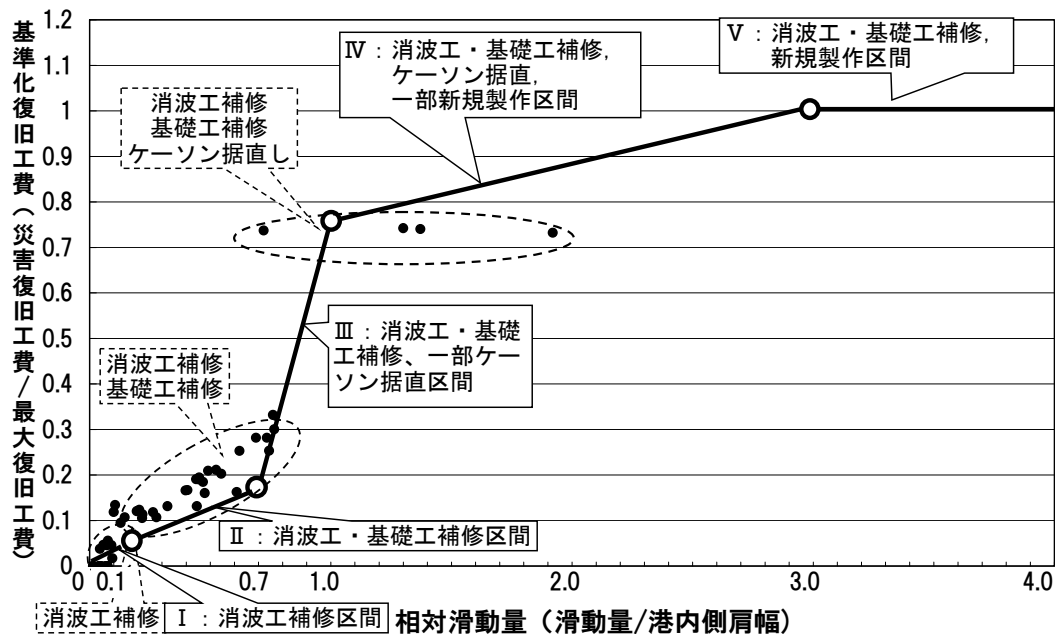


図 5.4 ケーソン滑動量に対応した復旧工費モデル

(2) 補修費算出の考え方

図 5.5 に本検討での補修費算出の考え方を示す。堤体が被災して累積相対滑動量（＝累積滑動量／港内側の肩幅）が 0.1 を上回った場合には災害復旧として、図 5.4 に示した復旧工事費を用いて補修費を算出する。相対滑動量が 0.1 未満の場合には、補修基準（日常的なブロック天端の管理基準）を上回って沈下した場合は、ブロックの沈下補充費を算出する。本検討では、ブロック天端の日常的な補修基準として、ブロック天端の沈下量(0.5 個・1 個・1.5 個・2 個分)を指標として設定し、各補修基準を採用した場合の供用期間中に発生する累積補修費への影響を評価した。

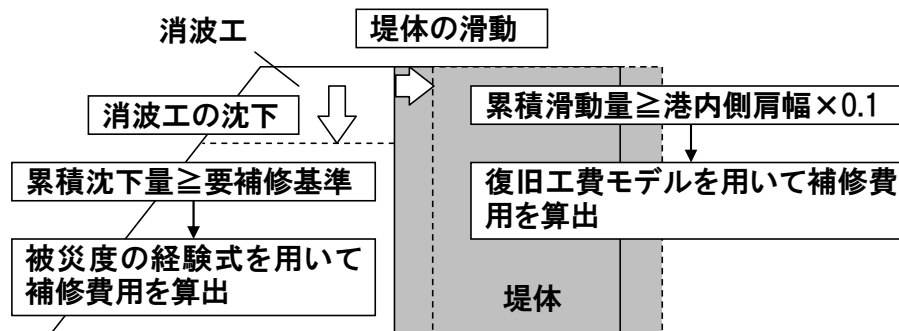


図 5.5 累積補修費の算出の考え方

(3) 計算フロー

本研究で用いた補修費算出モデルの計算フローを図 5.6 に示す。まず、沖波確率分布から乱数を用いて年 1 回の高波浪を抽出し、波浪変形計算によって構造物設置地点の波浪諸元（波高，周期）を求める。次に、レーリー分布から 1 波 1 波の波浪を抽出し、個々の波に対する堤体の滑動量を計算し、1 回の高波浪に対する滑動量を求め、前年までの滑動量に加えて累積滑動量を算出する。滑動したケーソンと消波ブロックの間に生じた空隙によって、消波ブロックが変状すると仮定し、ケーソンの滑動による消波ブロックの沈下量を算出する。

次に、高波浪来襲中の有義波高と波の数から、高橋ら¹⁾の式を用いて消波ブロックの被災度（長さ 1m 当たりの移動個数）を算出する。この時、高橋らと同様に累積被災度を計算し、消波ブロックの被災度から、移動した消波ブロックの体積（空隙も含む）に対応した量だけ消波ブロックの天端が沈下したとして、その沈下量を求める。そして、ケーソンの滑動と消波ブロックの移動に伴う沈下量を加えて消波ブロックの沈下量を求め、前年までの沈下量に加えて累積沈下量を算出する。

ここで、累積相対滑動量が 0.1 を超えた場合には前述のように図 5.4 の復旧工事費を用いて補修費を算出し、累積相対滑動量が 0.1 未満で累積沈下量が補修基準を上回る場合には消波ブロックの新規製作・据付費を補修費として計上している。なお、累積相対滑動量が 0.1～0.7 に至った場合は、港内側の捨石マウンドの肩幅を延長する補修を行うため、累積滑動量を 0 に戻す。同様に、累積滑動量が 0.7 を超えた場合もケーソン据直しに伴い、累積滑動量を 0 に戻すことになる。

これを設計供用年数間（50 年間）繰返し、さらに 50000 回の試行を繰返し、累積補修費の期待値、標準偏差を求めている。

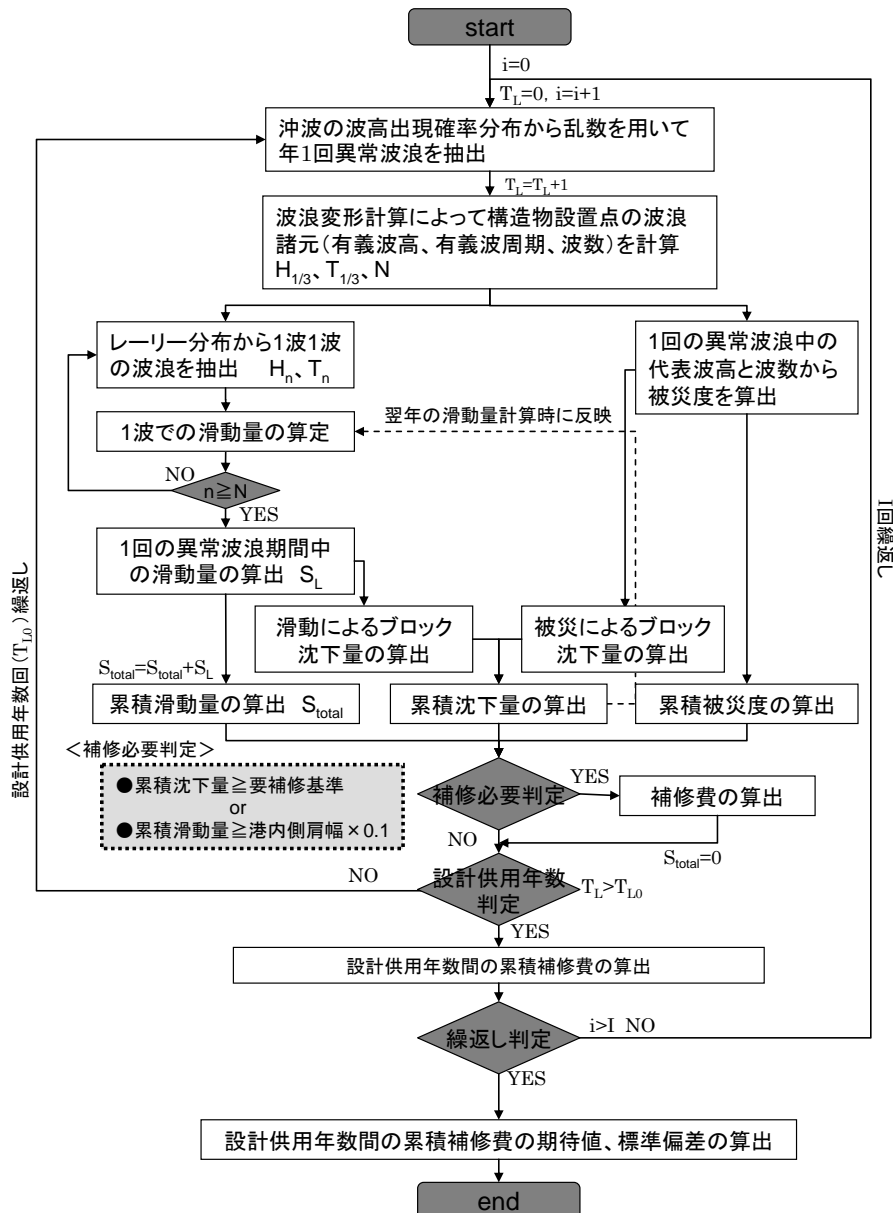


図 5.6 期待補修費の算出フロー

5.2.2 設定条件

解析対象はA港防波堤(図 5.7)であり、表 5.1 に各断面に対する解析ケース・解析条件を示す。

A 港については、ワイブル分布に従う沖波確率分布として、裾長さパラメータ (50 年確率波高 / 10 年確率波高) が 1.14 である 50 年確率波、150 年確率波および偶発波浪を設定した全 3 ケースと、裾長さパラメータが 1.27 である 50 年確率波を設定したケースを対象とした。ここで、偶発波浪とは平石ら²⁾に従い、50 年確率波浪の周期を 14s から 17s に長くしたケースである。これらのケースにより、確率波高の再現年数、偶発波浪による周期の増大および確率分布の裾野形状の相違が累積補修費に及ぼす影響を評価することができる。なお、裾長さパラメータは、極値分布の分布特性を表す指標であり、合田³⁾によると、日本海側など毎年冬季風浪などにより設計波相当の高波が毎年来襲するような港では 1.13 程度であり、逆に台風来襲時に突発的に高波が発生するような太平洋側の港では 1.21~1.24 程度と言われている。また、計算に用いた沖波波高などの各設計変数の平均値の偏りと変動係数については高山ら⁴⁾と同じとした。

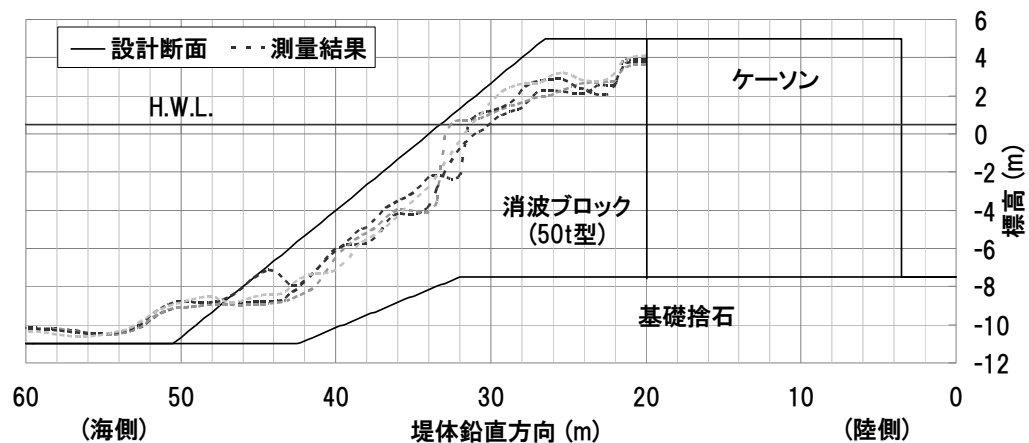


図 5.7 解析対象断面図 1 (A 港, 再掲)

表 5.1 計算条件

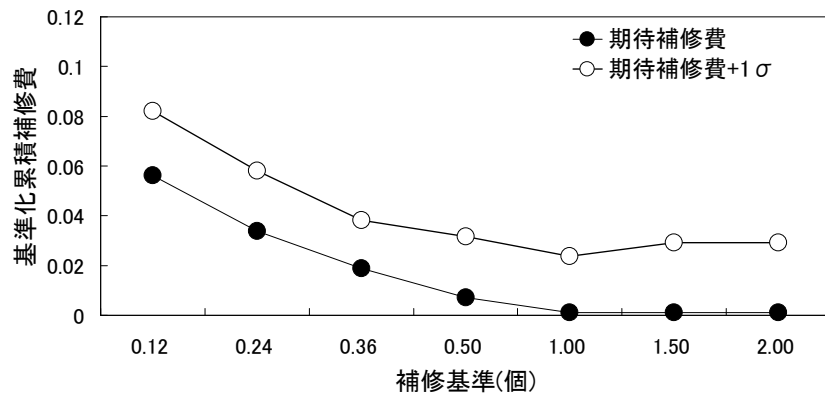
	A港			
	50年確率波浪		偶発波浪	150年確率波浪
沖波確率分布	ワイブル分布		ワイブル分布	ワイブル分布
裾長さパラメータ	1.14	1.27	1.14	1.14
形状母数(k)	2.0	1.4	2.0	2.0
尺度母数(A)	3.211	3.106	3.211	3.211
位置母数(B)	5.852	3.972	5.852	6.692
波高(m)	12.2	12.2	12.2	13.0
波周期(s)	14.0	14.0	17.0	14.5
波形勾配	0.040	0.040	0.027	0.040
消波ブロック被覆堤時の安全率	1.67		1.55	1.50
天端高(m)	5.0			
堤体幅(m)	12.5			
法面勾配	1:4/3			
消波ブロック種別	50t型(高さ4.155m)			
設計供用年数	50年			
継続時間	2.0時間			
繰り返し回数	50,000回			

5.2.3 最適維持管理とその考察

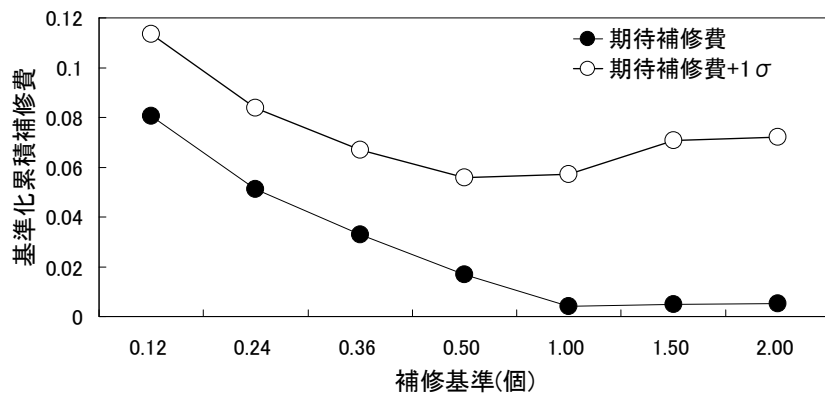
(1) 期待補修費の算出

A港防波堤の結果として、供用期間中（50 年間）の累積補修費の期待値（平均値）と補修基準との関係を 図 5.8 に示す。補修基準には、0.5 個(2.06m)・1 個(4.16m)・1.5 個(6.23m)・2 個(8.31m)に加えて、補修費の傾向を確認するために 0.12 個(0.5m)、0.24 個(1.0m)および 0.36 個(1.5m)の場合も併せて示している。なお、累積補修費は、図 5.4 における最大工費（ケーソンの撤去・新規製作）で基準化した補修費として定義している。以下、基準化累積補修費と呼ぶ。また、図 5.9 には、基準化累積補修費の期待値の内訳（日常的なブロック補充、相対滑動量に応じた 図 5.4 に定義した被災レベルⅠ～Ⅳ）と補修基準との関係を示す。

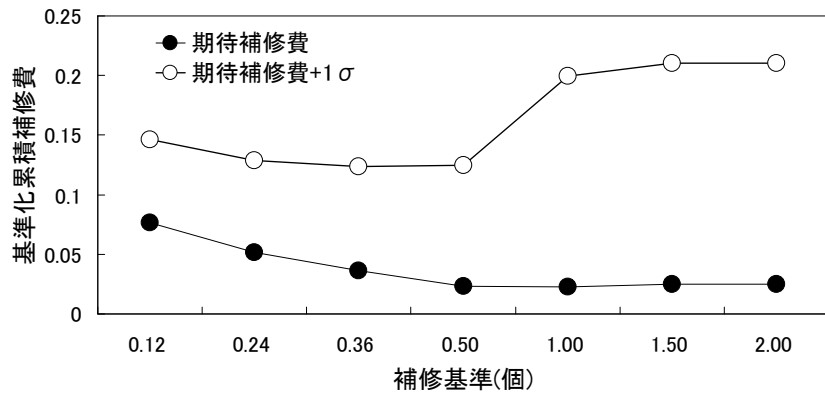
この結果より、本防波堤では、どの解析条件においてもブロック 0.5 個～1 個分程度で継続的に補修する場合に期待補修費が最小となることがわかる。補修基準を 0.5 個未満にして頻繁にブロックを補修しても、補修費用が増加するため、過度のブロック補修は合理的ではないことを示している。また、偶発波浪を考慮した場合の期待補修費の増加に及ぼす影響は非常に大きく、波浪周期の増加は著しい被災工費の増大を招くことがわかる。ただし、補修基準を 1 個以上に緩和しても期待補修費の増加程度は小さいため、次に、期待補修費に累積補修費の標準偏差を加えることで、累積補修費のばらつきを評価する（図 5.8）。この結果より、例えば 150 年確率波および偶発波浪の場合は、ブロック 0.5 個～1 個分より大きい補修基準を設定すると標準偏差は急増することがわかる。これは、補修基準の緩和にともない、波力が増大する状態を放置することになり、その結果として防波堤が大規模被災に至り災害復旧費が著しく大きくなるケース（確率）が増加し、補修費が大きくばらつくためである。この結果は、大規模被災のリスクを低減（コントロール）するためには、日常的な維持管理において、こまめに消波ブロックの補修を行うことの有効性を示唆するものである。



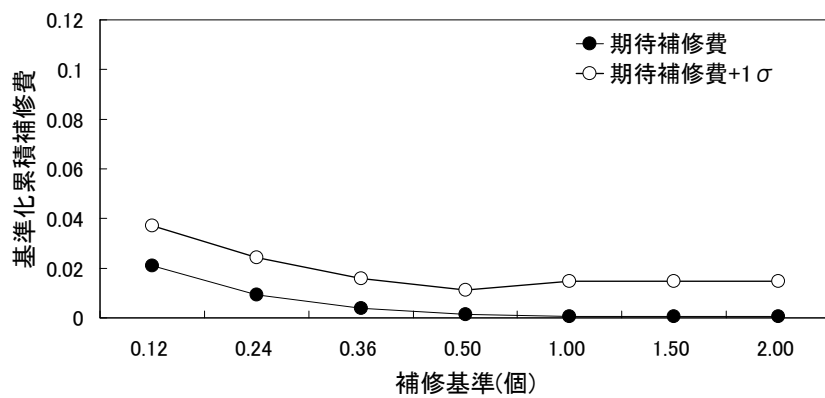
(a) 50 年確率波 (裾長さパラメータ=1.14)



(b) 150 年確率波 (裾長さパラメータ=1.14)

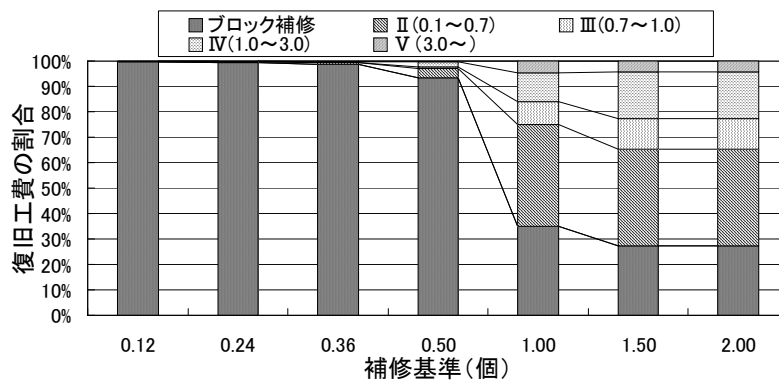


(c) 偶発波浪 (裾長さパラメータ=1.14)

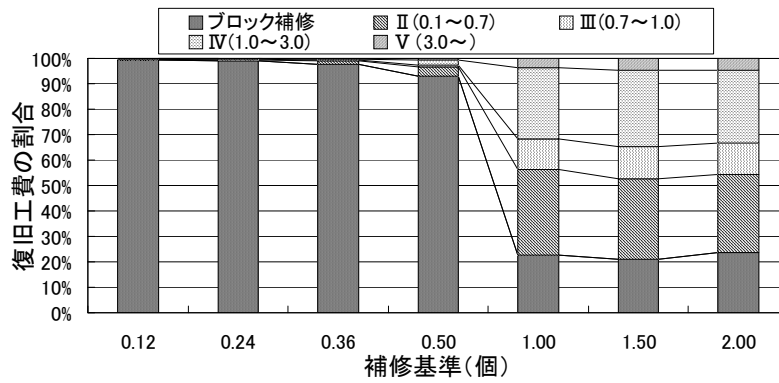


(d) 50 年確率波 (裾長さパラメータ=1.27)

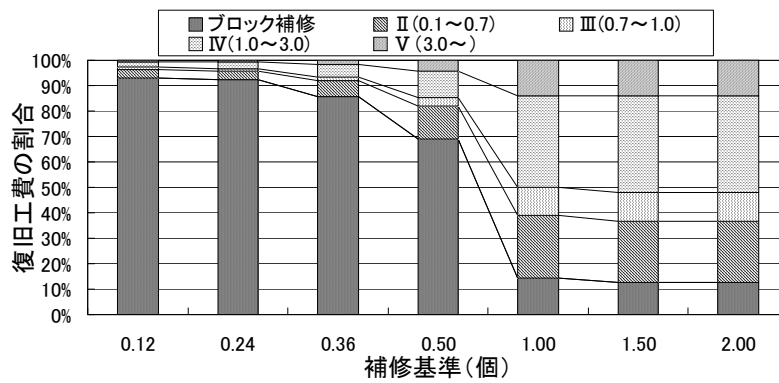
図 5.8 累積補修費と補修基準の関係



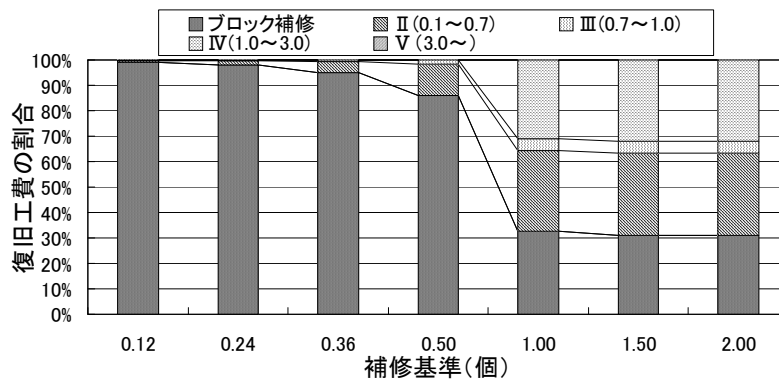
(a) 50 年確率波 (裾長さパラメータ=1.14)



(b) 150 年確率波 (裾長さパラメータ=1.14)



(c) 偶発波浪 (裾長さパラメータ=1.14)



(d) 50 年確率波 (裾長さパラメータ=1.27)

図 5.9 累積補修費内訳と補修基準の関係

(2) 補修費の期待値と標準偏差

A港防波堤における累積補修費の期待値（平均値）と標準偏差の関係を 図 5.10 に示す．この図より，補修基準の選択や波浪条件（確率分布や確率年）の相違が，累積補修費の期待値とばらつきにどのように影響を及ぼすかについて容易に評価することができる．すなわち，この図において，右上にプロットが移行することは，被災時の累積補修費の期待値と標準偏差がともに増加することを意味するため，被災リスク低減の観点からは望ましくない方向へ施設の状態が移行することになる．反対に，左下にプロットが移行することは，被災リスク低減の観点からは望ましい方向に移行することになる．以上のような観点であらためて評価すると，本検討ケースでは，偶発波浪以外の波浪条件においては，補修基準を 1 個程度まで緩和しても，期待値は低減する傾向にあり，かつ大規模被災時の復旧工費の増大も抑制されているため，補修基準 1 個という選択は合理的であると判断される．しかしながら，偶発波浪を考慮した場合には，補修基準 0.5 個を越えると，復旧工費が増大する危険性が著しく大きくなるため，より厳しい補修基準（0.5 個程度）の選択に合理性があることになる．

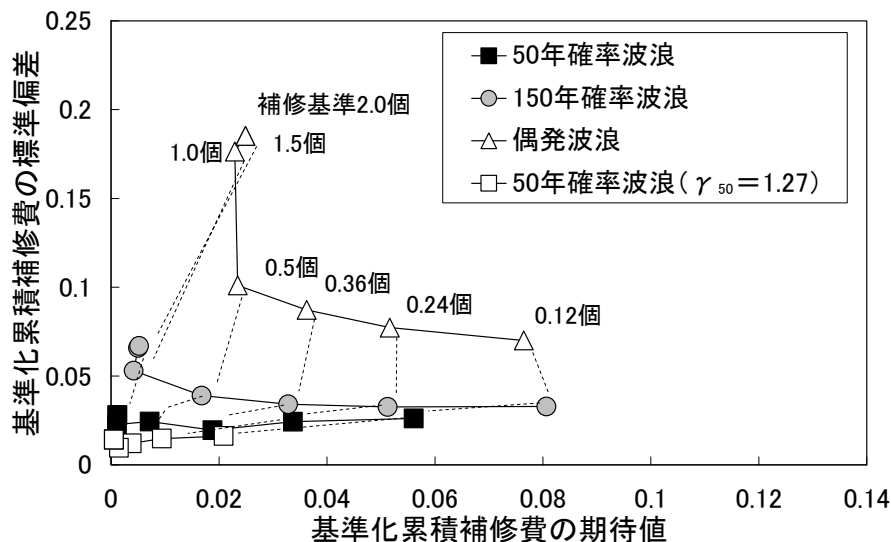


図 5.10 基準化累積補修費の期待値と標準偏差の関係

5.3 まとめ

本章で得られた主要な結果は、以下に示すとおりである。

- ・ ブロック天端の沈下補修基準を変化させて、各基準に対して算出される供用期間中の累積補修費を算出することにより、大規模被災時の復旧工費増大のリスクも考慮した上での適切な維持管理上の補修基準を評価できる手法を提案した。
- ・ 今回の検討事例の解析結果からは、維持管理において、こまめにブロックの沈下補修（ブロック半個～1 個程度）を行うことが、期待補修費の最小化及び大規模被災時のリスク低減の観点から有効であることがわかった。
- ・ 本提案手法に基づき、戦略的な防波堤の維持管理をどのように行っていくべきかについて、さらに検討を進める必要がある。

参考文献

- 1) 高橋重雄, 半沢 稔, 佐藤弘和, 五明美智男, 下迫健一郎, 寺内潔, 高山知司, 谷本勝利: 期待被災度を考慮した消波ブロックの安定重量, 港研報告, 第 37 号, 第 1 号, pp.3-32, 1998.
- 2) 平石哲也, 平山克也, 加島寛章, 春尾和人, 宮里一郎: 偶発波浪荷重による被害例とその特性, 海岸工学論文集, 第 55 巻, pp.981-985, 2008.
- 3) 合田良実: 設計波高に係わる極値統計分布の裾長さパラメータとその意義, 海岸工学論文集, 第 49 巻, pp.171-175, 2002.
- 4) 高山知司, 鈴木康正, 河合弘泰, 藤咲秀可: 防波堤の信頼性設計に向けて, 港湾技研資料, No.785, 36p., 1994.

第6章 沖波出現分布形と年来襲回数を考慮した防波堤の滑動安定性解析

本章では、沖波出現分布特性と年複数回の暴浪来襲を考慮した場合の防波堤の滑動安定性について評価する。

6.1 滑動安定性解析上の設定条件

6.1.1 対象波浪

近年、地球温暖化に伴う気候変動による海面上昇や台風の巨大化など、沿岸域における被災リスクが高まっている。2004 年には、史上最多の 10 個の台風が日本に上陸した。なかでも、台風 0423 号の来襲に伴う高波は、高知県室戸沖で国内の観測史上最高の有義波高 13.55m が観測され、多くの地域に被害をもたらした。また、同年の台風 0416 号、0418 号に伴う高波浪は、台風 0423 号時の高波浪より小さいが、多くの地域で他年の年最大波を上回る高波浪を記録した。

2007 年に改訂された「港湾の施設の技術上の基準・同解説」((社)日本港湾協会¹⁾)では、設計供用期間にその構造物が保持しなければならない性能を規定して、それを満足するように設計する性能設計が採用されている。このような性能設計においては、単にコストを削減するだけでなく、設計条件を上回る高波浪が来襲した場合の構造物の被災の程度や、その構造物が被災したことによる人や資産への影響など、総合的に性能を照査することが重要となる。

こうした背景のもと、設計波としての 50 年確率波だけではなく、設計供用期間に発生する高波浪を対象として、変形量を考慮した防波堤の設計法確立に向けてケーソンの滑動量解析が進められてきた。下迫・高橋²⁾は、期待滑動量による設計法の確立を目的として、混成防波堤の滑動量算定手法を検討した。消波ブロック被覆堤の滑動量解析に関しては、下迫ら³⁾が、水理実験の結果に基づいて、消波ブロック被覆堤に作用する波力の時系列変化モデルを求め、滑動量を考慮した設計法を消波ブロック被覆堤に拡張させた。さらに、下迫らは、下迫・多田⁴⁾の「滑動量に対する超過確率の設定例」に基づいて、実際の防波堤を設計し、滑動量を考慮した設計法を実海域の防波堤に適用した。しかし、下迫らの方法は、防波堤の供用期間中に消波ブロックが被災しないと仮定しているため、高山ら⁵⁾は、高橋ら⁶⁾の実験式から供用期間中における消波ブロックの被災を算出し、被災した消波ブロックの変状によって生じる波力の増大を考慮して、消波ブロック被覆堤の期待滑動量を算定する手法を提案している。しかし、いずれの手法も設計供用期間中の防波堤の滑動量を算出する際、年 1 回の高波浪を対象としているが、実際には、2004 年に代表されるような、年 1 回の最大波浪に匹敵する 2 番目、3 番目等の大きな波浪によるケーソンの滑動も考えられる。また、同じ 50 年確率波高であっても、沖波出現特性が異なる極値分布形では、設計供用期間中の滑動量は異なるはずであるが、極値分布形と滑動安定性の関係も明らかではない。

本章では、ケーソン式混成堤を対象として、来襲する沖波波浪の極値分布形状の影響および年複数回波浪の来襲を考慮した防波堤の滑動安定性評価結果と年最大波浪のみを用いた評価結果との差異を検討する。

6.1.2 沖波波浪諸元と解析手法

(1) 沖波波浪諸元

本研究では、沖波波浪の極値分布形状による滑動安定性の違いを確認するため、50年確率波高を10mに固定し、裾長さパラメータ (γ_{50}) を1.1, 1.2, 1.3の3種類に設定した。設定した内容は、表 6.1に示す通りである。また、対象とした極値分布形状は、Weibull分布の4種類(形状母数: $k=0.75, 1.0, 1.4, 2.0$) とFT-I型, FT-II型の4種類 ($k=2.5, 3.33, 5, 10$) の計9種類の分布形を設定し、形状母数, 尺度母数, 位置母数の詳細な設定は、表 6.2に示す通りである。

表 6.1 裾長さパラメータと50年, 10年確率沖波波高

裾長さ γ_{50}	50年確率沖波波高 $H_{50}(m)$	10年確率沖波波高 $H_{10}(m)$
1.1	10.0	9.09
1.2		8.33
1.3		7.69

表 6.2 沖波波浪諸元

裾長度： γ_{50}	極値分布	形状母数： k	尺度母数： A	位置母数： B
1.10	Weibull	0.75	0.291	8.206
		1.00	0.565	7.790
		1.40	1.089	7.116
		2.00	1.974	6.095
	FT-I	0.00	0.550	7.852
	FT-II	2.50	0.158	8.514
		3.33	0.216	8.395
		5.00	0.296	8.249
		10.00	0.404	8.071
1.20	Weibull	0.75	0.534	6.711
		1.00	1.036	5.949
		1.40	1.996	4.712
		2.00	3.620	2.841
	FT-I	0.00	1.009	6.062
	FT-II	2.50	0.290	7.277
		3.33	0.397	7.058
		5.00	0.543	6.790
		10.00	0.741	6.463
1.30	Weibull	0.75	0.739	5.446
		1.00	1.434	4.391
		1.40	2.764	2.678
		2.00	5.012	0.087
	FT-I	0.00	1.397	4.548
	FT-II	2.50	0.401	6.229
		3.33	0.549	5.927
		5.00	0.752	5.556
		10.00	1.026	5.103

(2) 解析手法と計算条件

本研究では、下迫・高橋²⁾に基づく、高山ら⁵⁾の滑動量算出モデルを用いた。高山らの手法は、年1回の最大波浪を対象とした滑動量解析であるため、合田⁷⁾に基づいて、次式に示すように、年最大波高を対象とした極値分布を、年平均発生数(λ)を考慮できる極大値分布に変形させて、滑動量解析の沖波波浪とした。

$$F(x) = \exp\{-\lambda[1 - G(x)]\} \quad (6.1)$$

ここに、 $F(x)$ ：年最大値に基づく極値分布、 $G(x)$ ：極大値に基づく極値分布、 λ ：年平均発生数である。

検討対象となる防波堤はケーソン式混成堤とし、50年沖波確率波浪を10mとして、滑動安全率1.2を確保した混成堤と想定した。想定断面の詳細な諸元は図6.1に示す通りである。

年平均発生数(λ)については、 λ による滑動量の相違を把握するために、1, 3, 10の3通り設定した。 $\lambda=1$ は(6.1)を考慮しない高山ら⁵⁾の方法になる。その他の計算条件は、表6.3に示す通りである。

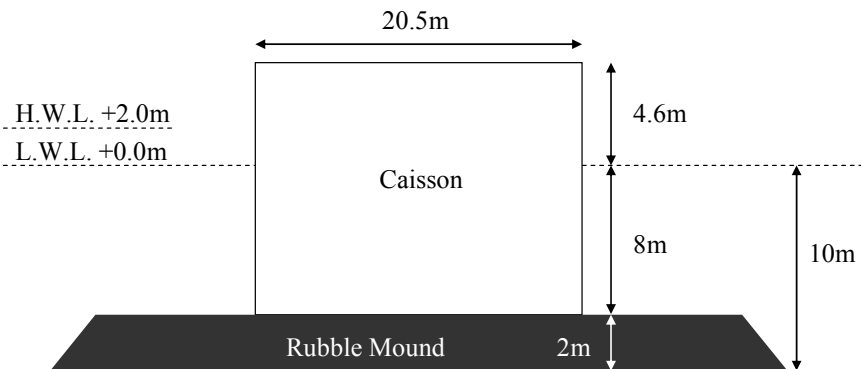


図 6.1 対象防波堤の断面模式図

表 6.3 計算条件一覧

項目	値
50年確率沖波波高	10m
沖波波浪極値分布	Weibull分布 ($k=1.0, 0.75, 1.4, 2.0$) FT-I, FT-II ($k=2.5, 3.33, 5, 10$)
裾長さパラメータ	$\gamma_{50}=1.1, 1.2, 1.3$
設置水深	10m
マウンド厚	2.0m
堤体幅	20.5m
天端高	4.6m
継続時間	2時間
設計供用期間	50年
繰返し回数	10,000回
平均発生率： λ	1, 3, 10回

6.2 沖波出現分布形と年平均発生数の影響

以下では、前節の計算条件の下、沖波出現分布と年平均発生数を変化させた場合の滑動量解析を実施し、耐波安定性への影響を検討する。

6.2.1 沖波出現分布の影響

(1) 極値分布と期待滑動量の関係

表 6.3の計算条件の下で、9種類の沖波波浪の極値分布を用いて、年1回の高波浪を対象として、混成堤の期待滑動量を算出した。対象としている9種類の沖波波浪の極値分布毎の期待滑動量の計算結果を図 6.2に示す。裾長さパラメータ γ_{50} が1.1の場合、期待滑動量は0.1~0.2m程度で9種類の沖波極値分布間の変化は少なかった。しかし、 γ_{50} が1.2と1.3の場合、FT-II型の形状母数: $k=2.5$, 3.33を除く7つの極値分布では、期待滑動量が0.05m程度であるのに対し、FT-II型の $k=2.5$, 3.33での期待滑動量は0.25~0.4m程度と、他よりも4~8倍程度大きくなった。

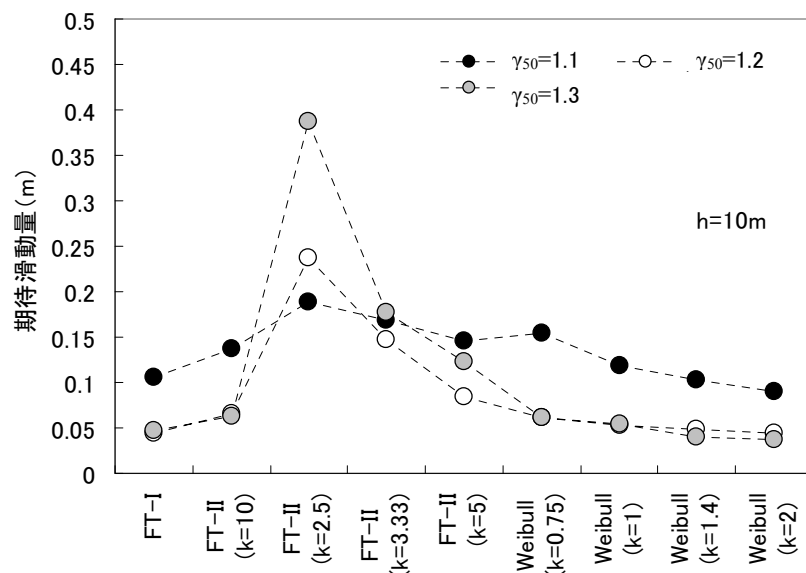


図 6.2 極値分布と期待滑動量の関係

(2) 裾長さパラメータと期待滑動量の関係

次に、裾長さパラメータ γ_{50} と期待滑動量の関係を調べるために、横軸に裾長さパラメータ γ_{50} を、縦軸に期待滑動量をとったグラフを図 6.3に示す。図から、FT-II ($k=2.5$) 以外の極値分布では、期待滑動量は同程度か小さくなったが、FT-IIの $k=2.5$ についてのみ、裾長さパラメータ γ_{50} が大きくなるにつれて、期待滑動量は大きくなった。これらの原因については次節に示す。

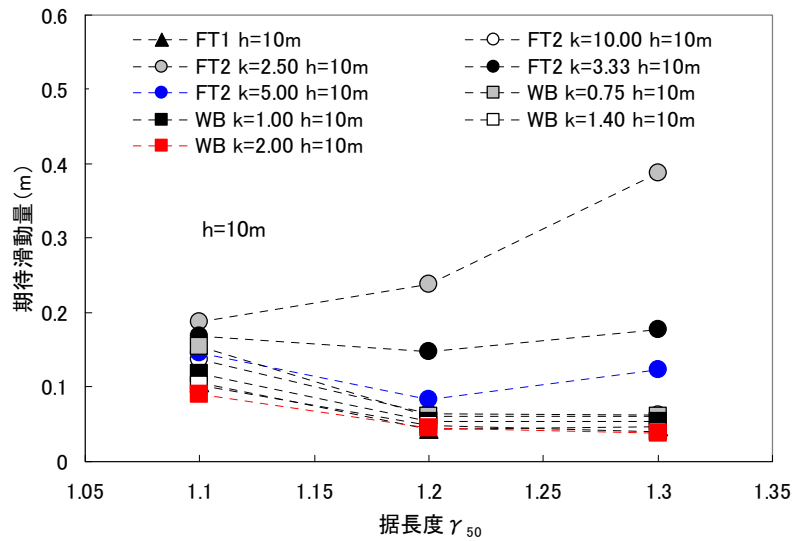


図 6.3 裾長さパラメータと期待滑動量の関係

(3) 考察

FT-II の形状母数 $k=2.5$, 3.33 の極値分布での期待滑動量が他の極値分布に比べて大きくなる原因について、FT-II 型 $k=2.5$ と Weibull 分布 $k=2.0$ の極値分布を用いて考察する。

Weibull 分布 $k=2.0$ と FT-II 型 $k=2.5$ について、沖波波高と堤前波高の超過確率分布をそれぞれ、図 6.4 と 図 6.5 に示す。上段(a)が沖波波高、下段(b)が堤前波高である。裾長さパラメータ γ_{50} は 50 年確率波高 H_{50} / 10 年確率波高 H_{10} であり、 γ_{50} が小さいと H_{50} よりも小さい波高が多く出現するため、沖波波高の高波浪（例えば 10m 以上）の超過確率は、 γ_{50} が 1.1 から 1.3 に増加するにつれて大きくなる。しかし、高波浪が出現しても碎波の影響によって波高が減少するため、堤前波高の超過確率は、図 6.4 のように、 γ_{50} が 1.3 → 1.1 の順に逆転する。しかし、図 6.5 に示した FT-II 型の $k=2.5$ では、堤前有義波高であっても γ_{50} が 1.1 → 1.3 の順で大きいため、期待滑動量が大きくなるのが原因であるとわかった。これは、他の分布形状と比較して、沖波波高で高波浪が 1～2 オーダー多く出現するため、碎波によって波高はある程度低減するが、乱数によっては高波浪のまま堤体に作用し、期待滑動量が大きくなっているためである。

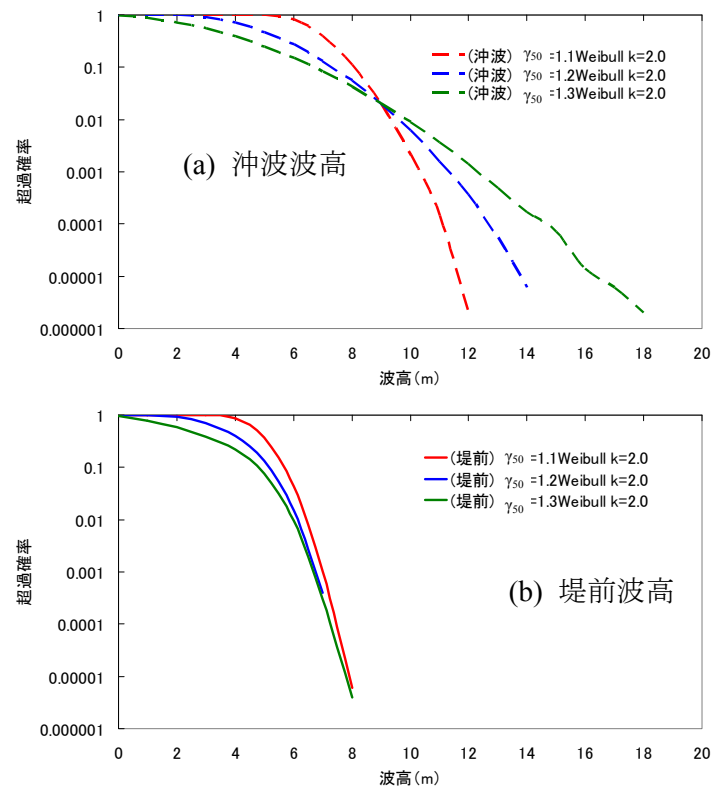


図 6.4 Weibull 分布 $k=2.0$ の超過確率分布

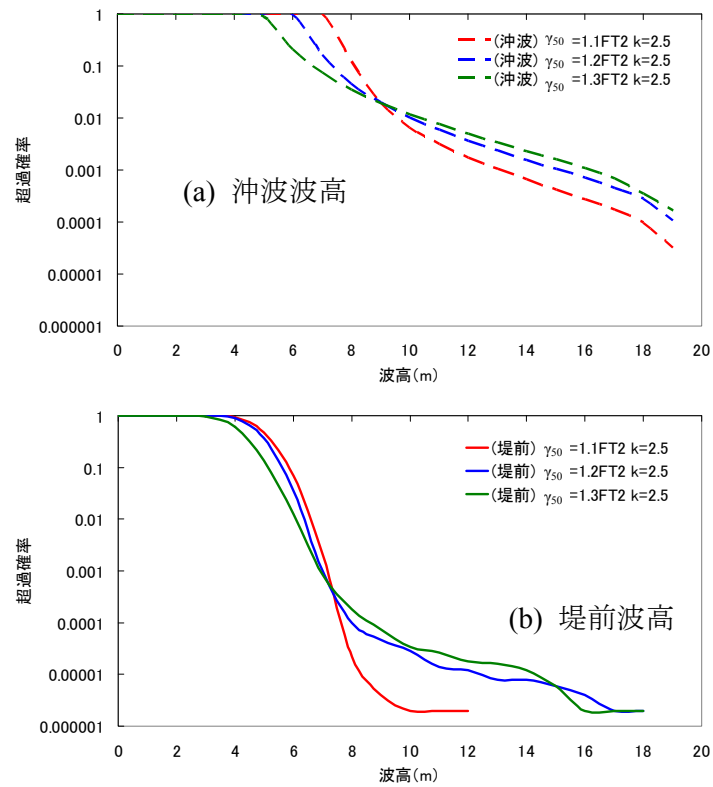


図 6.5 FT-II 型 $k=2.5$ の超過確率分布

6.2.2 年平均発生数の影響

次に、既往の研究では、年 1 回の高波浪を対象として、期待滑動量を算出していたが、極大値分布に基づいて、1 年間に複数回発生する高波浪を対象とした場合の滑動量への影響を検討した。年平均発生数を $\lambda=1, 3, 10$ とした場合の混成堤の期待滑動量を算出した。年平均発生数 λ と算出した期待滑動量の関係を図 6.6 に示す。なお、年平均発生数 $\lambda=1$ は、既往の研究と同様に、年 1 回の最大値分布を用いた場合である。図 6.6 (b), (c) に示した裾長さパラメータ γ_{50} が 1.2 と 1.3 の場合では、 $\gamma_{50}=1.2$, FT-II型 ($k=2.5$) を除いて、 λ を増加させた場合でも期待滑動量に顕著な増加は見られなかった。しかし、図 6.6 (a) に示す $\gamma_{50}=1.1$ の場合、 λ が増加するに従って、期待滑動量は増加する傾向であった。 $\lambda=1$ では、期待滑動量が 0.1~0.2m 程度であったが、 $\lambda=3$ の場合では、期待滑動量が 0.1~0.5m 程度、 $\lambda=10$ の場合では、期待滑動量が 0.1~1.2m 程度と、年平均発生数 λ が増加するのに従って、分布間のばらつきが非常に大きくなった。

この原因としては、設計波高未満の波高であっても、摩擦係数や波力等に係わる乱数によっては、堤体が滑動する可能性があるが、 $\gamma_{50}=1.1$ の場合、設計波である 50 年確率波高 H_{50} に近い波浪の出現頻度が多く、 λ を増加させると滑動する確率が大きくなり、期待滑動量が増加するからである。一方、 $\gamma_{50}=1.2, 1.3$ の場合、50 年確率波高に近い波浪の出現頻度は少なく、年平均発生数を増やした場合であっても、滑動に影響を及ぼす波浪の出現頻度はあまり変わらないため、期待滑動量は増加しない。

また、滑動量の増加傾向は、 γ_{50} が同じであっても、極値分布の形状によって大きく変わった。これは、図 6.4 と図 6.5 に示した通り、それぞれの極値分布によって、沖波波高の超過確率分布と堤前波高の超過確率分布が異なるためと考えられる。中でも FT-II 型 $k=2.5$ の極値分布は、本検討条件下では、堤前波高の高波浪の超過確率が大きく、年平均発生数を増加させることで、期待滑動量が急激に大きくなったものとする。

本検討結果から、既往の年 1 回の最大波を対象とした期待滑動量解析は、条件によっては、滑動量を過小評価する可能性があることがわかった。しかし、この傾向は、本検討条件下での検討結果であり、今後、沖波波高、設置水深、堤体の安定性等々、様々な条件下での検討が必要と考える。

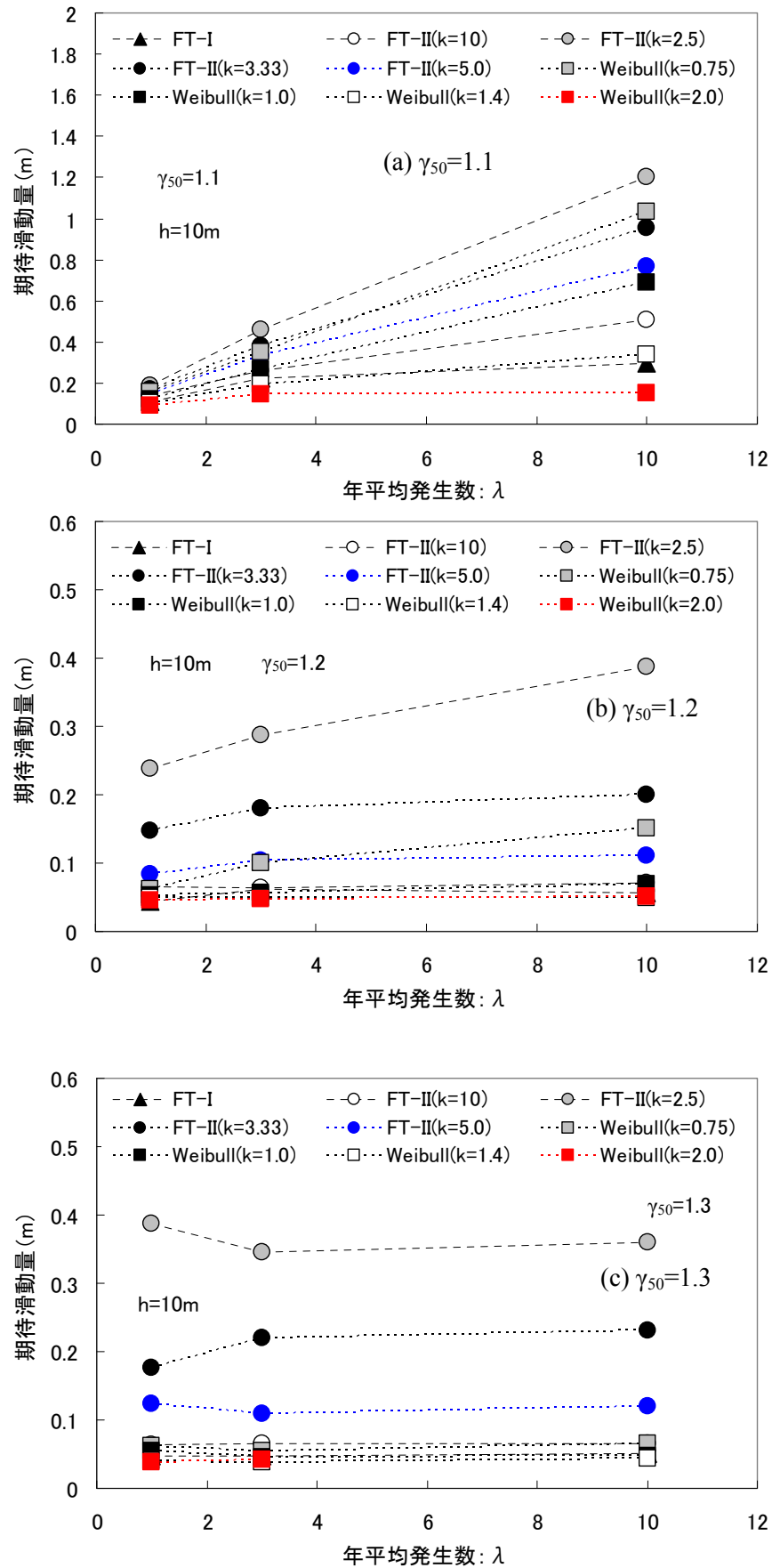


図 6.6 高波浪の年平均発生数と期待滑動量の関係

6.3 まとめ

本章では、沖波波浪の極値分布形と年複数回波浪を考慮した防波堤の滑動安定性を評価した。主要な知見は以下の通りである。

- ・ 年最大値分布では、50 年確率沖波波高が同じであっても、裾長さパラメータ γ_{50} や極値分布の形状によって期待滑動量が異なることを示した。
- ・ 年最大値分布では、同じ裾長さパラメータ γ_{50} であっても FT-II 型の特定の形状母数 ($k=2.5, 3.33$) の極値分布では、期待滑動量が大きくなった。
- ・ 年複数回の暴浪来襲を考慮した場合、裾長さパラメータ γ_{50} が 1.1 の場合では、滑動量が増加する傾向があるため、裾長さパラメータ γ_{50} が小さい場合には、従来の年 1 回の最大波浪を対象とした滑動量解析では、滑動量を過小評価する可能性があり、年間の複数発生数 λ を考慮した検討が必要であることがわかった。
- ・ 裾長さパラメータ γ_{50} が 1.2, 1.3 の場合には、年平均発生数が変わっても期待滑動量はほとんど変わらず、従来通りの年 1 回の最大波浪を検討対象としても問題ないことが確認された。

以上の結果、現在の設計基準に従って、50 年確率波を対象として設計された防波堤では、裾長さパラメータ γ_{50} や極値分布の形状等の波浪条件、設置水深等によって、各施設の耐波安定性は異なると考える。期待滑動量や滑動量に対する超過確率の許容値等を用いた設計法であれば、各施設の耐波安定性が統一された合理的な設計法となると考える。

裾長さパラメータ γ_{50} によっては、年複数回の暴浪来襲を考慮する必要性が明らかとなったため、今後は、さまざまな条件下で滑動量解析を実施し、年複数回考慮の必要性の有無やその必要回数を把握する必要があると考える。

参考文献

- 1) (社)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，1485p., 2007.
- 2) 下迫健一郎, 高橋重雄: 混成防波堤の期待滑動量の計算法, 海岸工学論文集, 第 41 巻, pp.756-760, 1994.
- 3) 下迫健一郎, 大寄菜々子, 中野史丈: 滑動量を要求性能に設定した混成堤の信頼性設計法, 港空研報告, 第 45 巻, 第 3 号, pp. 1-20, 2006.
- 4) 下迫健一郎, 多田清富: 混成堤の性能照査型設計法における滑動量の許容値設定に関する検討, 海岸工学論文集, 第 50 巻, pp. 766-770, 2003.
- 5) 高山知司, 安田誠宏, 辻尾大樹, 井上順一: ライフサイクルコストの最小化による沿岸構造物被覆材の最適設計, 土木学会論文集B, Vol. 65, No. 1, pp.15-30, 2009.
- 6) 高橋重雄, 半沢 稔, 佐藤弘和, 五明美智男, 下迫健一郎, 寺内潔, 高山知司, 谷本勝利: 期待被災度を考慮した消波ブロックの安定重量, 港研報告, 第 37 巻, 第 1 号, pp. 3-32, 1998.
- 7) 合田良実: 耐波工学 - 港湾・海岸構造物の耐波設計-, 鹿島出版会, 430p., 2008.

第7章 地球温暖化を考慮した沿岸構造物の最適設計

本章では、地球温暖化に伴って変化すると予測される外力について、最新の温暖化予測の研究成果を取り込み、設計供用期間内で経年的な変化を考慮して、モデル防波堤に対する滑動量解析を行い、外力特性の長期変化が滑動安定性に及ぼす影響を検討する。

7.1 地球温暖化による沿岸外力への影響

近年、地球温暖化に伴う海面上昇や台風の強大化等が顕在化している。海岸、港湾構造物に対して重要となる地球温暖化によって変化する沿岸外力要因には、海面上昇による水深の増大、台風の強大化等による高潮や波浪の増大があり、海岸構造物の安定性や浸水被害への影響がある。また、海水位と波浪の増大による漂砂傾向の変化によって地形変化等への影響が考えられる。そのため、地球温暖化に伴う気象・海象条件の変化に対する沿岸災害評価の研究が進められており、こうした気象・海象変化に対する海岸・港湾構造物の安定性を照査することが重要となる。

2007 年に改訂された「港湾の施設の技術上の基準・同解説」（（社）日本港湾協会¹⁾）では、設計供用期間にその構造物が保持しなければならない性能を規定して、それを満足するように設計する性能設計が採用されている。このような性能設計においては、単にコストを削減するだけでなく、設計条件を上回る高波浪が来襲した場合の構造物被害の程度や、その構造物が被災したことによる人や資産への影響など、総合的に性能を照査することが必要となる。

こうした背景のもと、設計波としての 50 年確率波だけではなく、設計供用期間に発生する高波浪を対象として、変形量を考慮した防波堤の設計法確立に向けた研究が進められてきた。下迫・高橋²⁾は、期待滑動量を基本とした性能設計法の確立を目的として、混成防波堤の滑動量算定手法を検討し、実際の設計に用いられた例もある。滑動量を考慮した設計法において、既往の滑動量解析では、設計供用期間中の地球温暖化に伴う外力の発生傾向の変化は考慮されていないが、地球温暖化による外力変化を考慮して、防波堤の安定性を検討した例がいくつかある。

例えば、酒井・岡安³⁾は、長期的な外力変化として水位上昇を考慮し、今後 50 年間の海面水位の上昇を考慮して期待滑動量を解析した結果、23 ～ 29 年後の水位を想定して設計することが最適な設計となると示した。一方、高木ら⁴⁾は、鹿児島県志布志港を対象として、仮想的に風速を 10% 増大させて、診断的に風速変化に合わせて波高を増大させ、これに加えて水位上昇を 18 ～ 59cm 見込んで、現在と将来の期待滑動量の変化を検討し、期待滑動量が 3 倍となる施設があることを示した。しかし、将来変化の設定は気候変動予測とは別に仮想的に与えているため、前提条件の妥当性に大きな不確実性がある。また、現在から将来への経年的な変化は考慮されておらず、現在と将来の状態のみを対象とした検討であり、設計で重要となる台風による高潮偏差の変化も考慮されていない。

地球温暖化を考慮した沿岸構造物の最適設計を行う上で、重要となる沿岸外力は 1. 海面水位、2. 高潮偏差、3. 波浪である。以下では、それぞれについての研究事例等から地球温暖化による外力変化の影響の評価方法を検討する。

7.1.1 海面水位

2007年に発表された気候変動に関する政府間パネル（IPCC）の第4次報告書⁵⁾では、地球温暖化の進行は疑う余地がなく、大気、海洋の世界平均温度の上昇、雪氷の広範囲にわたる融解、世界平均海面水位の上昇が観測されていることは今や明白である、とされている。

また、IPCCでは、温暖化シナリオとして表 7.1 に示す6種類のシナリオを想定しており、それぞれに対する気温変化の最良の推定値、予測幅と海面水位上昇の予測幅が報告されている。今世紀末の海面水位に関しては、図 7.2のように最低でも0.18m、最大で0.59m、上昇すると予測されている。参考までに図 7.3 に排出シナリオの詳細を示す。

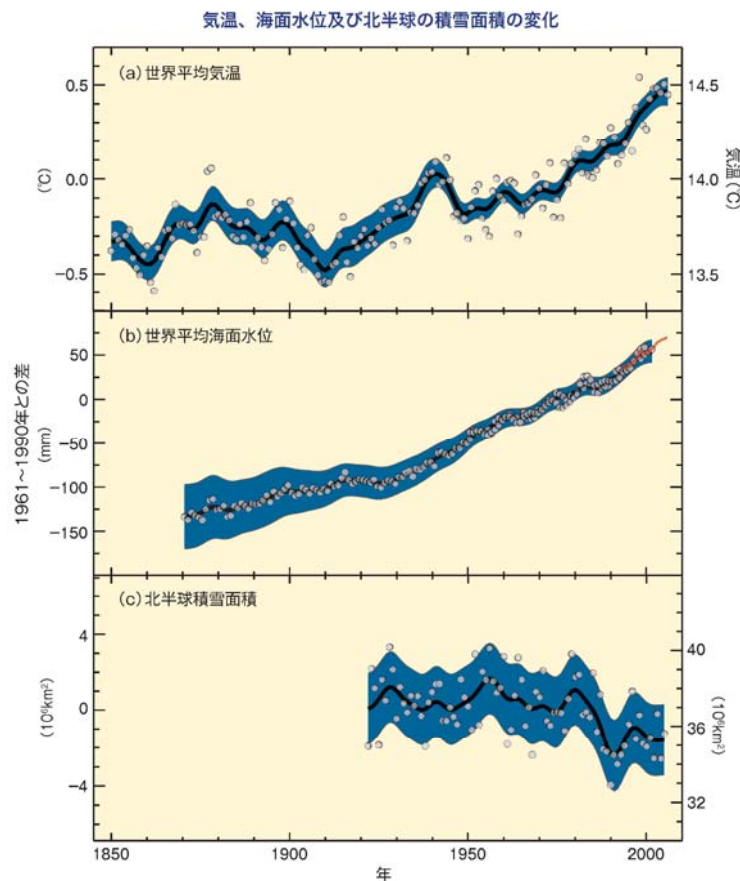


図 7.1 気温、海面水位および北半球の積雪面積の変化（IPCC⁵⁾）

表 7.1 21 世紀末における世界平均地上気温の昇温予測及び海面水位上昇予測（IPCC⁵⁾）

表 SPM.3. 21 世紀末における世界平均地上気温の昇温予測及び海面水位上昇予測。{10.5, 10.6, 表 10.7}

シナリオ	気温変化 (1980～1999年を基準とした2090～ 2099年の差 (°C)) ^{a)}		海面水位上昇 (1980～1999年を基準とした2090～ 2099年の差 (m))
	最良の推定値	可能性が高い 予測幅	モデルによる予測幅 (急速な氷の流れの力学的な変化を除く)
2000年の濃度で一定 ^{b)}	0.6	0.3 – 0.9	資料なし
B1シナリオ	1.8	1.1 – 2.9	0.18 – 0.38
A1Tシナリオ	2.4	1.4 – 3.8	0.20 – 0.45
B2シナリオ	2.4	1.4 – 3.8	0.20 – 0.43
A1Bシナリオ	2.8	1.7 – 4.4	0.21 – 0.48
A2シナリオ	3.4	2.0 – 5.4	0.23 – 0.51
A1FIシナリオ	4.0	2.4 – 6.4	0.26 – 0.59

表の注釈：

^{a)} これらの推定は、簡易気候モデル、いくつかのEMIC（中程度に複雑な気候モデル）、多数のAOGCM（大気海洋結合モデル）によって評価される。

^{b)} 2000年の一定の構成は、AOGCMのみから得られたものである。

地上昇温の複数モデル平均と予測幅

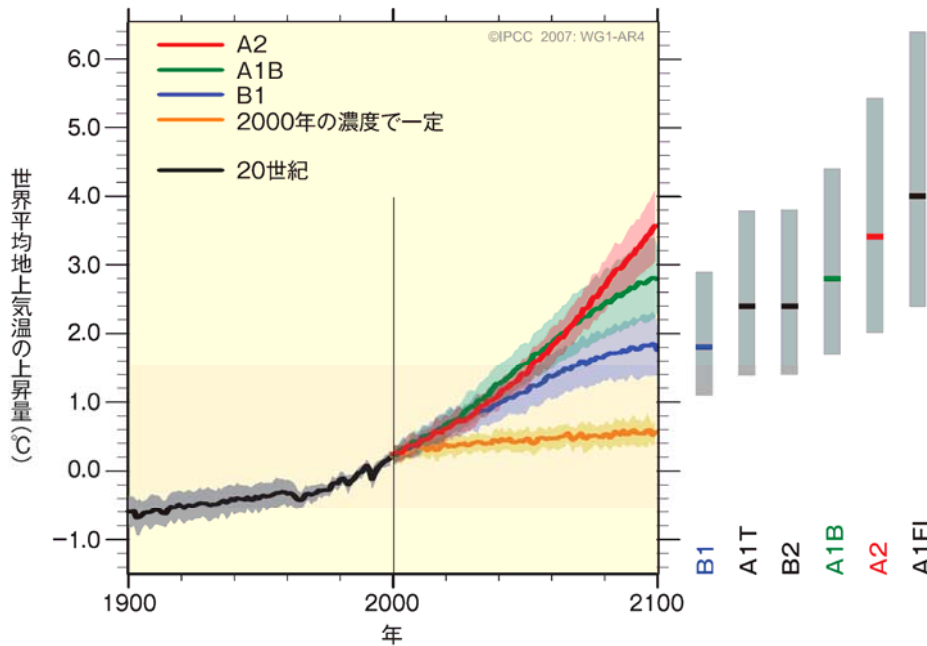


図 7.2 地上昇温の複数モデル平均と予測幅 (IPCC⁵⁾)

「排出シナリオに関するIPCC特別報告書 (SRES)」の排出シナリオ¹⁷

A1. A1の筋書きとシナリオ群は、高度経済成長が続き、世界人口が21世紀半ばにピークに達した後に減少し、新しく効率の高い技術が急速に導入される未来社会を描いている。このシナリオ群の基礎にある主要な命題は、一人あたり所得の地域間格差の大幅な縮小を伴う、地域間格差の収束、能力強化及び文化的社会的交流の進展である。A1シナリオ群は、エネルギーシステムにおける技術的变化について選択肢の異なる3つのグループに分かれる。この3つのA1グループは技術的な重点の置き方によって以下のものに区別される。すなわち、化石エネルギー源重視 (A1FI)、非化石エネルギー源重視 (A1T)、全てのエネルギー源のバランス重視 (A1B) である (ここで言うバランス重視とは、ひとつの特定のエネルギー源に過度に依存しないことと定義され、すべてのエネルギー供給・利用技術の進歩がほぼ同じであると仮定している)。

A2. A2の筋書きとシナリオ群は、非常に不均一な世界を描いている。基礎にある命題は、独立独行と地域の独自性の保持である。地域間の出生パターンが非常に緩やかに収斂するため、世界の人口増加が続く。経済開発は主として地域主導で、一人あたりの経済成長や技術変化は、他の筋書きに比べてよりばらつきがあり、遅い。

B1. B1の筋書きとシナリオ群は、21世紀半ばにピークに達した後、減少に転じるという、A1の筋書きと同様の世界人口を前提として、地域間格差が縮小した世界を描いているが、物質に重点を置く度合いは減少し、クリーンで省資源の技術が導入される、サービス及び情報経済に向かった経済構造の急速な変化を伴う。衡平性の向上を含む、経済、社会及び環境の持続可能性のための地球規模の問題解決に重点が置かれるが、追加的な気候イニシアティブは含まれない。

B2. B2の筋書きとシナリオ群は、経済、社会及び環境の持続可能性のための、地域の問題解決に重点が置かれる世界を描いている。それは、世界の人口がA2よりも緩やかな速度で増加を続け、中間的なレベルでの経済発展と、B1とA1の筋書きほど急速ではないが、より多様な技術変化を伴う世界である。このシナリオも環境保護や社会的衡平性を志向するものであるが、地方や地域レベルに焦点があてられる。

A1B、A1FI、A1T、A2、B1、B2の6つのシナリオグループそれぞれに対して、1つずつ例示シナリオが選ばれた。全てが同等に十分な根拠を持っていると考えるべきである。

SRESシナリオは追加的な気候イニシアティブ (【訳注】先導的政策などを意味する) を含まない。このことは、気候変動枠組条約の実施、あるいは京都議定書の削減目標の履行を明確に想定するシナリオを含めていないことを意味する。

17 IPCC第1作業部会では、排出シナリオの評価は行われていない。この記述は、第3次評価報告書からの引用であり、事前にパネルで承認されたものである。

図 7.3 排出シナリオの詳細 (IPCC⁵⁾)

森ら⁶⁾は、図 7.4 に示すように、CMIP3 の結果をもとに、シナリオ・モデル・アンサンブル平均として日本近海の海面水位の将来変化を（0.26m / 100 年）を計算している。

本研究では、地球温暖化による高潮偏差や波浪の変化傾向と整合を図るため、波浪に関する研究で用いられている A1B シナリオの水位上昇予測のアンサンブル平均として、本研究では森ら⁶⁾の将来変化を設定条件として採用する。

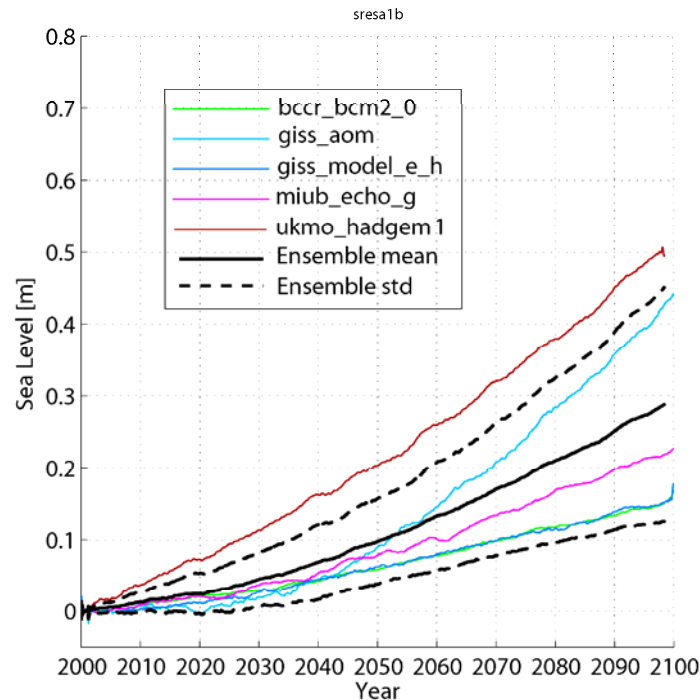


図 7.4 日本近海の海面上昇の予測値：SRES A1B（森ら⁶⁾）

（黒実線：モデル平均，黒破線：平均＋標準偏差，その他：各 GCM の結果）

7.1.2 高潮偏差

IPCC の第 4 次報告では将来気候の変化予測として、世界的、局地的にさらなる気温上昇や海面上昇が進行するとともに、「極端な高温や熱波、大雨の頻度が引き続き増加する可能性がかなり高い」とされ、特に「将来の熱帯低気圧（台風、ハリケーン、サイクロン）の強度は増大し、最大風速や降雨強度は増加する可能性が高い」と示されている。

高潮偏差の将来変化については、高波の条件と同一の気候変動の条件から考えることが望ましいが、高潮は高波よりも台風の経路に鋭敏に依存するため、決定論的に将来変化を推定することは難しい⁷⁾。

台風の強大化、極端化による高潮偏差の変化についての研究は、河合ら⁸⁾⁹⁾¹⁰⁾、安田ら¹¹⁾の研究があげられる。河合ら⁸⁾⁹⁾¹⁰⁾の研究は、以下に示す橋本ら¹²⁾が示した将来気候下における台風特性の変化に準じて、高潮がどのように変化するかを検討している。

橋本ら¹²⁾の研究では、気象庁・気象研究所が行った IPCC の温暖化ガス排出シナリオ A2 に基づいた気候予測から、2081 年～2100 の気圧と風のデータから統計解析によって「台風属性値の時間変化の空間場が北へ緯度で 1.5°移動する」と仮定して、確率台風モデルを用いて将来気候下の台風を予測した。

河合ら⁸⁾では、現在の台風特性と橋本らの仮定に基づく将来の台風特性の両者に関して 500 年

分の台風を用い、瀬戸内海近傍を通過した台風を抽出し、それぞれ 800 個程度の台風から高潮推算を実施した。河合らは代表地点として大阪と高松について高潮偏差の極値分布を示している。それによると、現在、大阪湾の設計潮位に 3m の高潮偏差を用いているが、その再現年数は現況条件下では約 100 年であるが、将来には約 40 年まで縮む可能性があることを指摘している。

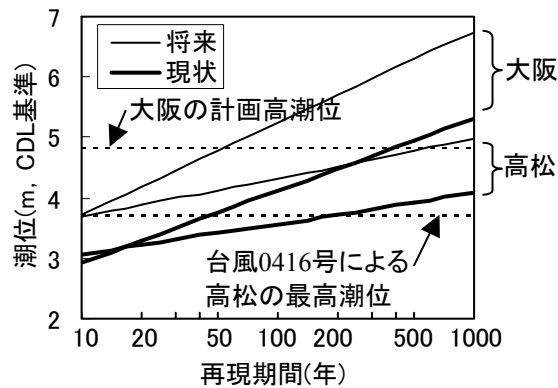


図 7.5 地球温暖化による大阪と高松における高潮偏差の極値分布の変化（河合ら⁸⁾）

河合ら⁹⁾ はさらに 500 年分の台風データから日本近傍を通過する台風データを抽出し、高潮推算を行った。代表地点として、東京、名古屋、大阪、広島、鹿児島、熊本を設定し、各地についての高潮偏差の極値分布を算出している。東京、名古屋、大阪の現行の計画潮位偏差はそれぞれ 3.0m, 3.5m, 3.0m であるが、名古屋と大阪では 100 年確率偏差、東京では 1000 年確率偏差程度であることを示している。また、将来の気候条件下での高潮偏差の極値分布は示されていないが、100 年確率値でも特に九州西岸や瀬戸内海において現在よりもかなり大きな高潮偏差が発生し、水位上昇とあわせると再現年数が数百年から数 10 年に減少する可能性があることを指摘している。

河合ら¹⁰⁾ では異なる経験的台風モデルと海面抵抗係数を用いて、現在の気候条件下と将来の気候条件下における河合ら^{8) 9)} と同様の検討を行った。高潮偏差の極値は台風出現特性に対して非常に敏感であり、台風出現特性の仮定の慎重な吟味が必要であることを指摘している。

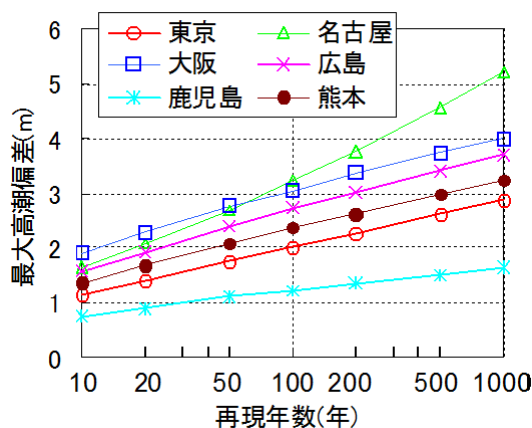


図 7.6 高潮偏差の極値分布（河合ら⁹⁾）

安田ら¹¹⁾は、将来気候の気象データを気象研究所が実施した 20km 超高解像度全球大気モデル (TL959) によるシミュレーション結果を用いて、1979～1988 年および 2075～2084 年の各 10 年について台風の極端化特性を評価した。GCM シミュレーション結果では、将来的に台風は強化化し、発生経緯度が約 2.6 度北上する傾向にあると報告している。また、2075～2084 年の 10 年間で東京湾に接近する 3 つの台風による高潮計算を実施し、規模が極端化した台風によって高潮が増大するとは限らず、湾の形状と台風経路の関係が重要な要素であることを指摘している。

安田ら¹²⁾は最新の知見を用いて高潮偏差について検討しているが、用いている GCM データの期間が 25 年と短いため、100 年～1000 年確率値の外挿による推定には不確実性があると考えられる。

そこで本研究では、将来の高潮偏差として図 7.7 に示す、河合ら⁹⁾が予測した大阪地点での極値分布を採用した。海面上昇と比べて、将来変化予測の不確実性は大きいが、1 つの可能性として用いることにする。

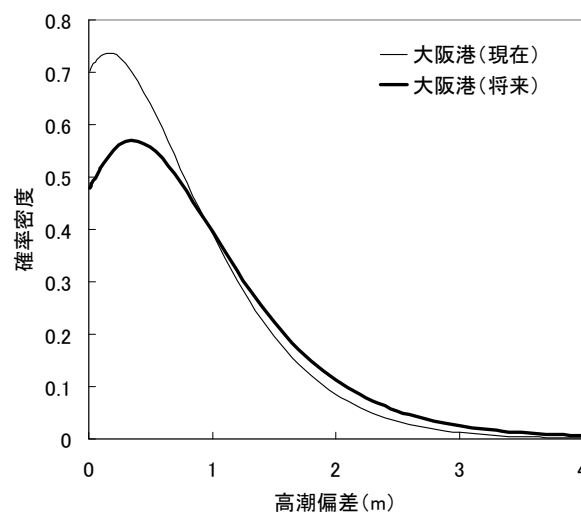


図 7.7 大阪港の現在と将来の高潮偏差の極値分布 (河合ら⁹⁾)

(太実線：将来分布，細実線：現在分布)

7.1.3 波浪

地球温暖化による台風の強化化、極端化によって来襲する波浪特性が変化することが想定される。森ら¹³⁾は超高解像度全球大気モデルを用いた温暖化予測実験結果をもとに、現在から今世紀末の全球における風速場、波浪場の将来変化の予測を行った。

森らは、温暖化シナリオ下における海上風の将来変化の評価に、気象研究所・気象庁開発の 20km 格子超高解像度全球気候モデル GCM (モデル解像度 T959L60 ; MRI-GCM3.1S¹⁴⁾) を用いた A1B シナリオに基づく温暖化予測実験結果を使用した。GCM の海上風 U_{10} を外力として SWAN を用いて波浪予測計算を行った。現在気候から将来気候の平均有義波高の変化率について、南氷洋では 0.2～0.3m の増加、北太平洋では 0～0.1m の減少となることを報告している。また、森らは各期間における期間トップ 10 波高の平均値と期間平均値の比を極端化指数として定義し、極端化現象を評価している。日本近海の将来変化について、平均有義波高は減少傾向であるが、極端化指数は顕著な増加がみられ、風速と同様に顕著な極端化が予想されることを示している。

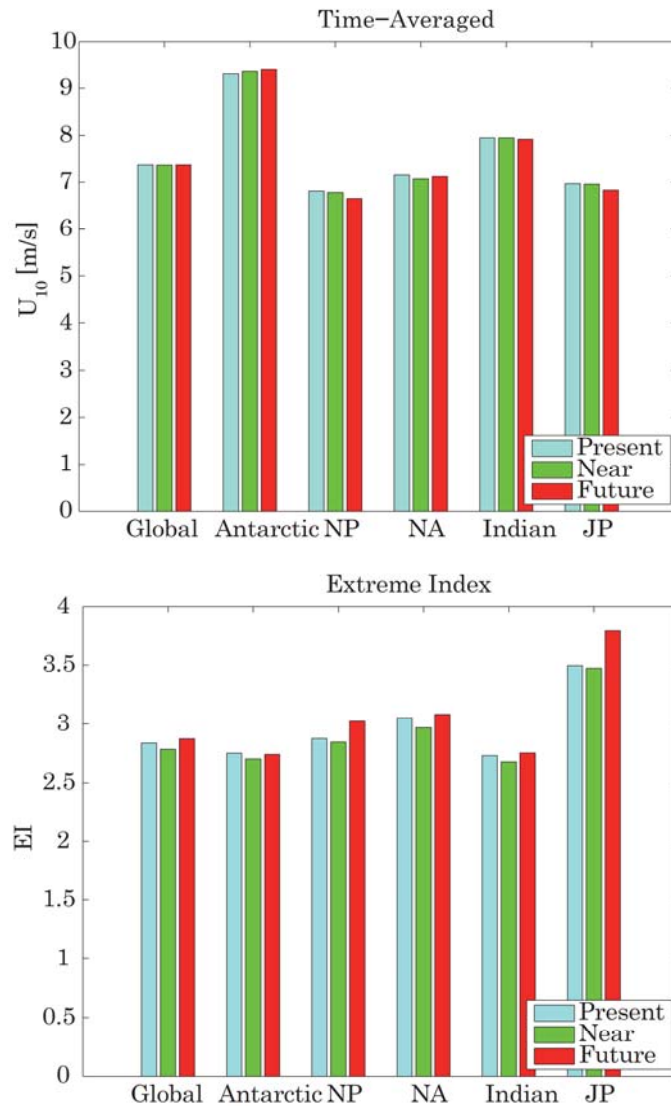


図 7.8 地球温暖化による海域別平均有義波高と極端化指数の変化（森ら¹³⁾）

野中ら¹⁵⁾は先述の高潮偏差に関する河合らの研究と同様に、橋本ら¹²⁾の将来予測「100年後の台風属性値の時間変化量が空間的に北へ1.5度あるいは東へ1.5度移動する」という仮説を用いて波浪推算を実施し、温暖化シナリオにおける北西太平洋での波高極値の変化を検討している。北に1.5度移動させたケースでは、100年確率波高が全体的に0~1m大きくなり、東に1.5度移動させたケースでは、日本海、太平洋の西南部周辺海域では波高は減少するが、太平洋東部や北部周辺海域で増加する傾向を得た。さらに、北に1.5度、東に1.5度移動させたケースでは、西日本周辺海域で波高が減少し、東日本周辺海域では波高が増大する傾向にあると指摘している。

森ら¹⁶⁾はA1Bシナリオに基づく超高解像度全球気候モデルを用いた温暖化予測実験結果をもとに、現在から今世紀末の全球における風速場や波浪場の将来変化の予測を行った。波浪解析にはGCMの海上風を外力としてSWANを用いて予測計算を行い、図7.9に示すI~IVの領域に対して、現在と将来の極値分布を示している。

本研究では、来襲波浪として、図7.10~図7.11に示す、森らの現在気候25年間と今世紀末（2075~2100年）の波浪解析値から得た極大値分布（領域II, III）を用いた。森らの結果は、一年を夏季と冬季に分けた極大値資料に基づく極値分布であるので、それぞれの季節における年

平均発生数 λ_j を求めた上で年最大値分布を次式で求めた.

$$F(x) = \exp \left\{ - \sum_{j=1}^n \lambda_j [1 - F_j(x)] \right\} \quad (7.1)$$

ここに, $F(x)$: 年最大値分布の発生確率 x の確率値, $F_j(x)$: j 番目の極大値分布の発生確率 x の確率値, n : 極大値分布の数, λ_j : 各季の極大値分布に対応する年平均発生数, である. 森らでは, それぞれの領域に対して夏季 (6 ヶ月) と冬季 (6 ヶ月) の極値分布を求めているため, ここでは, $n=2$ である.

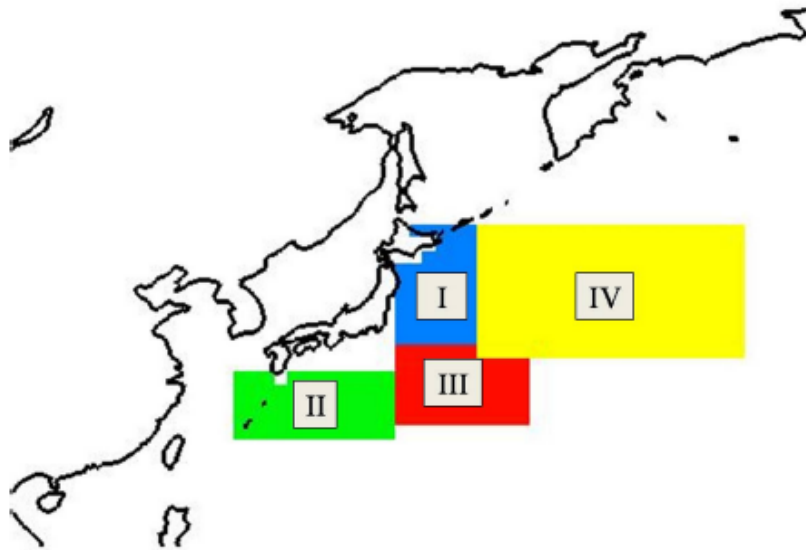


図 7.9 波浪の極値統計解析対象領域 (森ら¹⁶⁾)

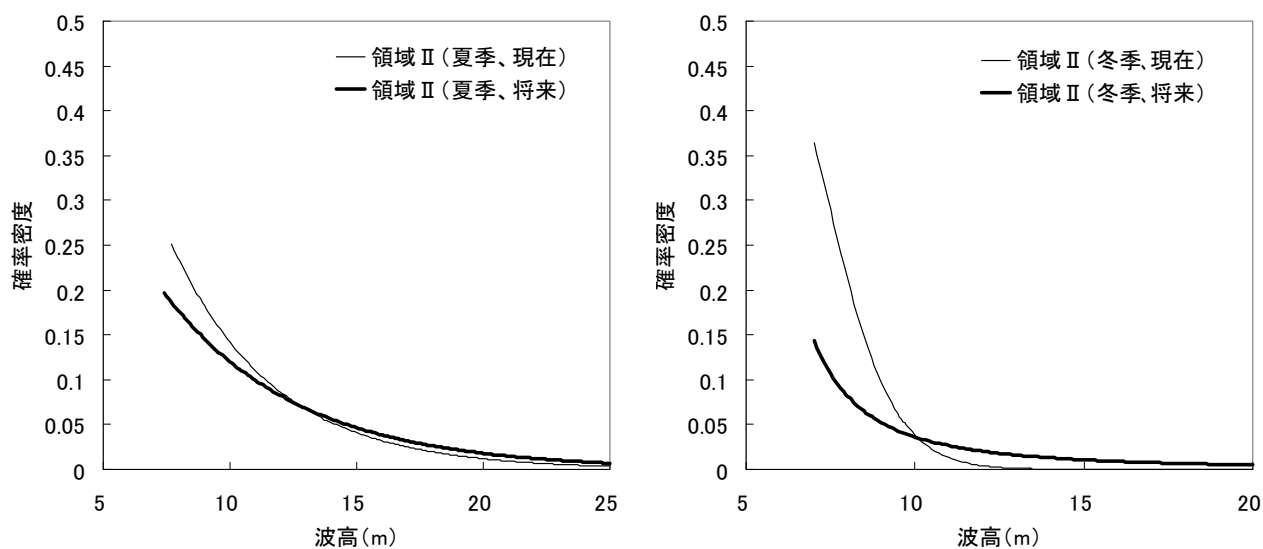


図 7.10 現在と将来の波高極値分布（森ら¹⁶⁾，領域Ⅱの夏季，冬季）

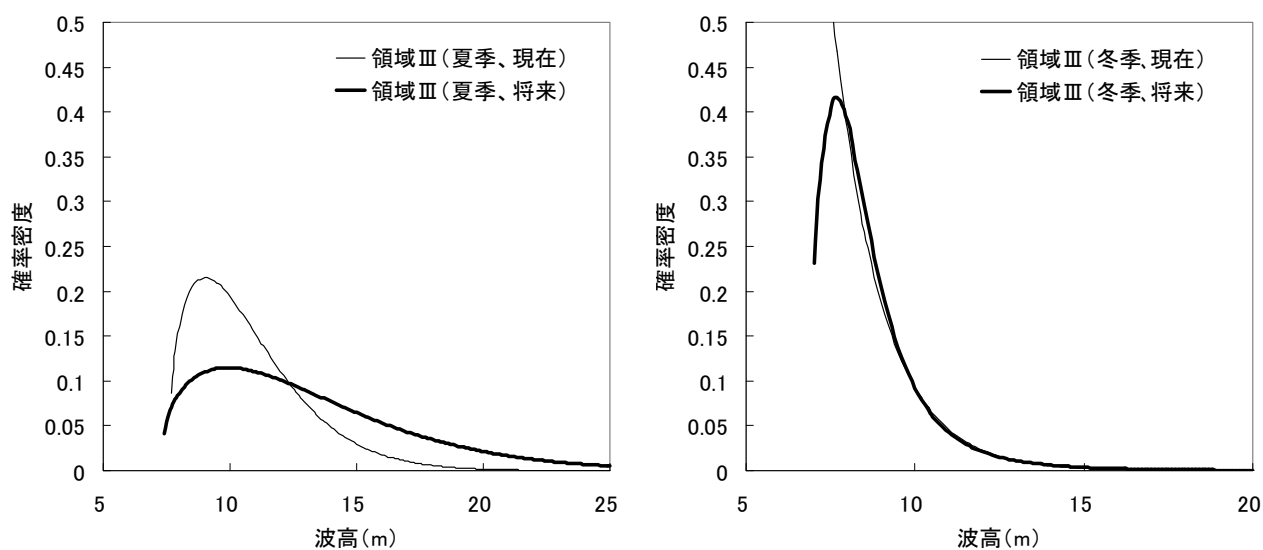


図 7.11 現在と将来の波高極値分布（森ら¹⁶⁾，領域Ⅲの夏季，冬季）

7.2 地球温暖化による沿岸外力変化を考慮した沿岸構造物の最適設計

以下では、地球温暖化に伴う沿岸外力の変化を考慮して、沿岸構造物として、防波堤を取り上げ、地球温暖化に伴う防波堤の滑動安定性の変化や、LCC の変化に及ぼす影響を検討する。

7.2.1 地球温暖化を考慮した防波堤の滑動量解析

本項では、ケーソン式混成堤に着目し、地球温暖化を考慮した防波堤の滑動量解析を実施し、沿岸外力の変化が滑動安定性に及ぼす影響を検討する。

(1) 計算条件と計算手法

1) 検討対象外力

防波堤の滑動安定性に影響を及ぼす沿岸外力要因には、前出のように、a) 地球温暖化に伴う海面上昇、b) 台風の強大化等に伴う高潮偏差の増大、c) 台風の強大化等に伴う来襲波浪の増大を対象とする。

2) 外力変化の設定方法

設計供用期間中の外力は、基本的に線形増大すると仮定する。海面上昇については、モデルアンサンブルから平均値として $0.26\text{m} / 100$ 年の上昇が予測されているため、検討対象年に応じて、年間 0.0026m の海面上昇から L.W.L. を設定し、その後に天文潮による水位変化を考慮した。ここで天文潮位の出現確率分布は将来変化しないと仮定している。また、現在気候と将来気候における極値分布から算定される高潮偏差と沖波波浪は、次式のように、発生年次を考慮して線形補完することで、その年に発生する高潮偏差と沖波波浪を求めた。

$$H(x) = H_1(x) + \frac{y}{Y} [H_2(x) - H_1(x)] \quad (7.2)$$

ここに、 $H(x)$: 年最大値分布の発生確率 x の確率値、 $H_1(x)$: 現在の年最大値分布の発生確率 x の確率値、 $H_2(x)$: 将来の年最大値分布の発生確率 x の確率値、 Y : 将来の基準年（本研究では 100 年後を対象としているため $Y=100$ ）、 y : 検討対象の経過年（発生年次）である。

3) 検討対象施設の設定条件

ケーソンの性能設計を考える上で、具体的な諸元を幾つか設定する必要がある。本研究で解析対象とした施設は、図 7.12 に示すようなケーソン式混成堤である。設計設置水深による地球温暖化の影響を把握するために、水深を 7m, 10m, 15m の 3 通りとした。堤体幅は、森らの領域 II および領域 III の現在気候の 50 年確率波を対象として、それぞれの設置水深で安全率が 1.2 となるように設定した。天端高 hc は、現行の港湾基準の標準的な設定法を採用し、それぞれの 50 年確率波高の 0.6 倍となるようにモデル防波堤を設定した。

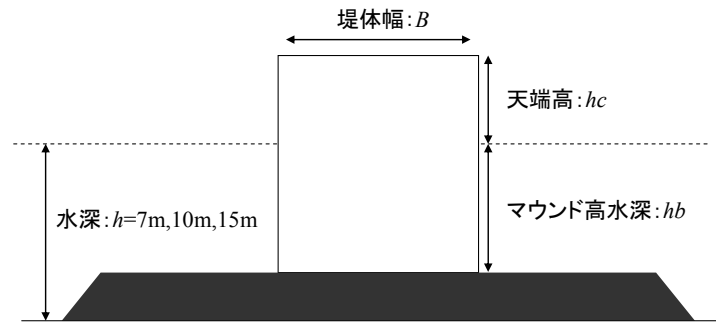


図 7.12 計算対象断面図

4) 計算手法

設計供用期間中における防波堤の滑動量解析は、下迫・高橋²⁾に基づいた高山ら¹⁷⁾の滑動量算出モデルを用いた。高山らの滑動量算出モデルは、設計供用期間中に発生する消波ブロックの被災を考慮した天端高の沈下に伴う波力増大を考慮したモデルであるが、本研究では、ケーソン式混成堤を対象としているため、波力増大は考慮しない。本研究で用いた計算フローを図 7.13に示す。

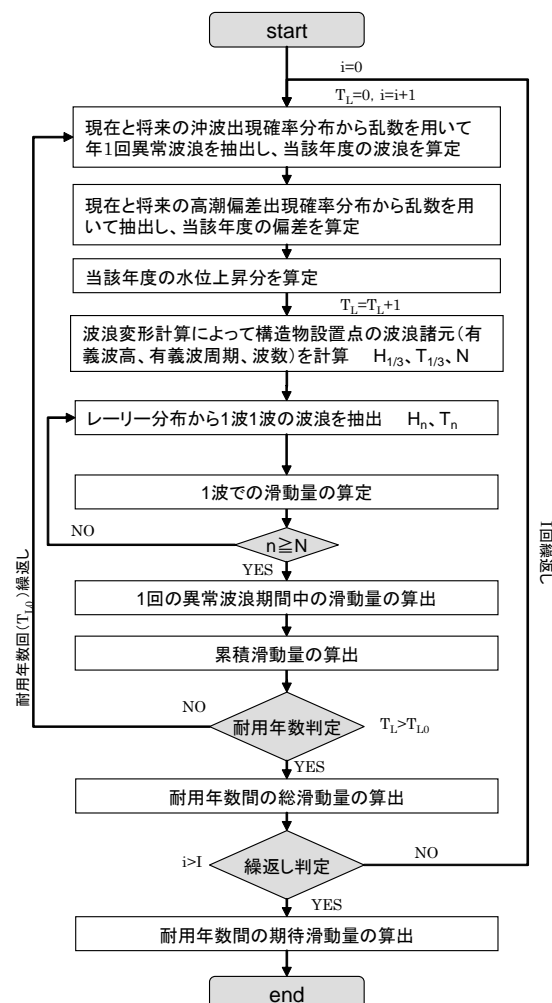


図 7.13 計算フロー

5) 計算条件

波浪条件の詳細とその他の計算条件は、表 7.3 および表 7.4 に示す通りである。年 1 回、2 時間の高波浪を仮定した 50 年間の計算を、10,000 回、繰返し計算する。また、外力変化による影響を把握するために、表 7.2 に示すように、Case 1：現在気候条件下による検討、Case 2：海面上昇のみ考慮、Case 3：高潮偏差増大のみ考慮、Case 4：波浪増大のみ考慮、Case 5：海面上昇、高潮偏差および波浪のすべての外力変化を考慮した検討の計 5 通りを検討する。

以下では、各ケースの将来変化特性を分析し、各外力条件の将来変化が滑動量に与える影響について、分析を行う。

表 7.2 外力環境変化の検討ケース

	条件
Case 1	現在気候
Case 2	海面上昇のみ考慮
Case 3	高潮偏差増大のみ考慮
Case 4	波浪増大のみ考慮
Case 5	全ての外力変化を考慮

表 7.3 計算条件（領域 II）

項目	値		
沖波波浪 (現在, 夏)	50 年確率波浪 20.07m ($\lambda = 0.43$) Weibull 分布 $k = 1.0, A = 4.02, B = 7.74$		
沖波波浪 (現在, 冬)	50 年確率波浪 10.82m ($\lambda = 1.47$) Weibull 分布 $k = 1.4, A = 1.80, B = 5.72$		
沖波波浪 (将来, 夏)	50 年確率波浪 24.79m ($\lambda = 0.53$) Weibull 分布 $k = 1.0, A = 5.25, B = 7.58$		
沖波波浪 (将来, 冬)	50 年確率波浪 10.84m ($\lambda = 0.91$) Weibull 分布 $k = 1.0, A = 1.26, B = 6.03$		
設置水深 (h)	7m	10m	15m
堤体幅 (B)	29.1m	29.1m	33.1m
天端高 (hc)	4.2m	5.2m	6.8m
高潮偏差 (現在)	50 年確率偏差 2.616m Weibull 分布 $k = 1.4, A = 0.998, B = 0.248$		
高潮偏差 (将来)	50 年確率偏差 3.199m Gumbel 分布 $A = 0.646, B = 0.358$		
水位上昇	0.0026m / yr (0.26m / 100yrs)		
継続時間	2 時間		
設計供用期間	50 年		
繰返し回数	10,000 回		

表 7.4 計算条件（領域 III）

項目	値		
沖波波浪 (現在, 夏)	50 年確率波浪 13.1m ($\lambda = 0.14$) Weibull 分布 $k = 1.4, A = 3.42, B = 7.63$		
沖波波浪 (現在, 冬)	50 年確率波浪 12.3m ($\lambda = 0.77$) Weibull 分布 $k = 1.0, A = 1.42, B = 7.12$		
沖波波浪 (将来, 夏)	50 年確率波浪 21.5m ($\lambda = 0.42$) Weibull 分布 $k = 1.4, A = 6.41, B = 7.30$		
沖波波浪 (将来, 冬)	50 年確率波浪 13.46m ($\lambda = 1.16$) FT-II 分布 $k = 5.0, A = 0.90, B = 7.84$		
設置水深 (h)	7m	10m	15m
堤体幅 (B)	23.4m	24.1m	27.6m
天端高 (hc)	3.8m	4.8m	6.4m

*高潮偏差から繰返し回数の条件は表 7.3 と同じ.

(2) 滑動量解析結果

1) 滑動量の経年変化例

解析結果の例として、5 つの環境変化の検討ケースについて、経過年数とその経過年で発生した滑動量の平均値との関係を図 7.14 に示す。これは、設置水深が 10m、対象波浪が領域 III の年次別の平均滑動量（試行毎の値を平均したもの）の解析結果である。図をみると、年次毎にばらつきはあるが、特に Case 4 と Case 5 では、地球温暖化による気候変動の影響が進行に伴って、年数が経過するにつれて、平均滑動量が増加することがわかる。また、Case 2 と Case 3 でも僅かであるが、現在気候条件の結果と比べると、経過年数に応じて平均滑動量の差が大きくなっているのがわかり、将来に向かって平均滑動量が増加することがわかる。

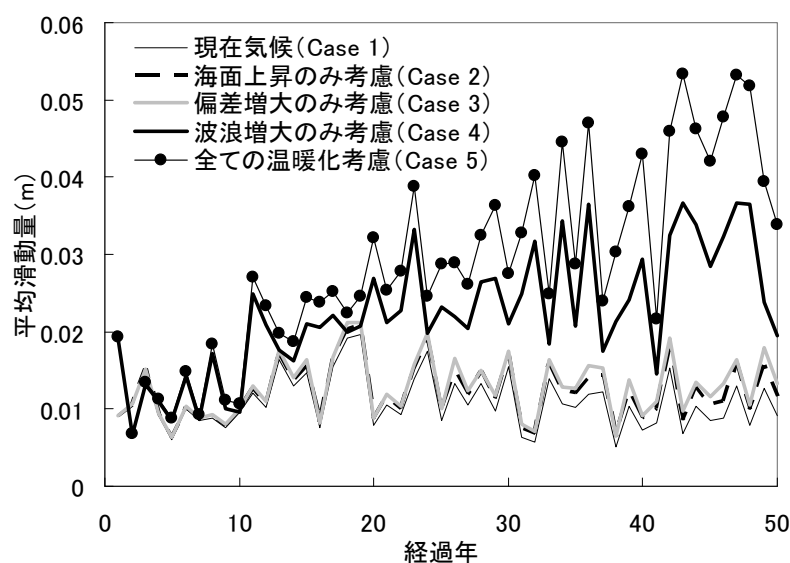


図 7.14 期待滑動量の経年変化例

2) 外力環境変化の影響

外力環境変化の影響を把握するために、領域Ⅱと領域Ⅲに対して、それぞれの検討条件下での期待滑動量（繰返し試行で求まる50年間の累積滑動量の平均値）を求めた。領域Ⅱと領域Ⅲの期待滑動量の解析結果をそれぞれ表7.5および表7.6に示す。また、それぞれの関係を折れ線グラフで図7.15および図7.16に示す。領域Ⅲにおける水深10mの場合、Case1の現在気候では50年間の期待滑動量は0.55mであるが、外力変化を考慮すると、Case2の海面上昇のみでは0.61m、Case3の偏差増大のみでは0.64m、Case4の波浪増大のみでは1.11mと、海面上昇のみ、高潮偏差増大、波高増大の順で期待滑動量は増大する。さらに、Case5の全ての外力の将来変化を考慮した場合の期待滑動量は、1.44mと約90cm増加した。こうした傾向は、程度の差はあれ、全ての計算条件に対して見られた。

また、領域Ⅱと領域Ⅲを比較すると、領域Ⅱに比べて領域Ⅲの波浪は、特に夏期において将来の増大率が大きいため、期待滑動量についても、波浪増大を考慮したCase4と全て影響を考慮したCase5において、領域Ⅲの期待滑動量が急激に増加しているのがわかる。そのため、波浪の将来変化予測の結果に依存する地域特性によって、期待滑動量の変化傾向が大きく変わることがわかった。

期待滑動量に対する設置水深の影響について比較すると、領域Ⅱおよび領域Ⅲを通して、設置水深が15m、10m、7mの順で期待滑動量が増加する傾向が見られた。この理由については次節で考察するが、これは地球温暖化の傾向のみでなく、辻尾ら²⁴⁾が指摘するように、沖波波浪の極値分布特性と設置水深の関係に依存するためである。

表 7.5 期待滑動量の解析結果（領域Ⅱ）

Case	条件	期待滑動量 (m)		
		h = 7m	h = 10m	h = 15m
1	現在気候	0.77	0.44	0.27
2	海面上昇のみ考慮	0.87	0.49	0.29
3	高潮偏差増大のみ考慮	0.96	0.51	0.29
4	波浪増大のみ考慮	1.00	0.61	0.37
5	2 ～ 4 の全て考慮	1.37	0.76	0.44

表 7.6 期待滑動量の解析結果（領域Ⅲ）

Case	条件	期待滑動量 (m)		
		h = 7m	h = 10m	h = 15m
1	現在気候	1.42	0.55	0.25
2	海面上昇のみ考慮	1.60	0.61	0.27
3	高潮偏差増大のみ考慮	1.81	0.64	0.27
4	波浪増大のみ考慮	2.33	1.11	0.63
5	2 ～ 4 の全て考慮	3.23	1.44	0.75

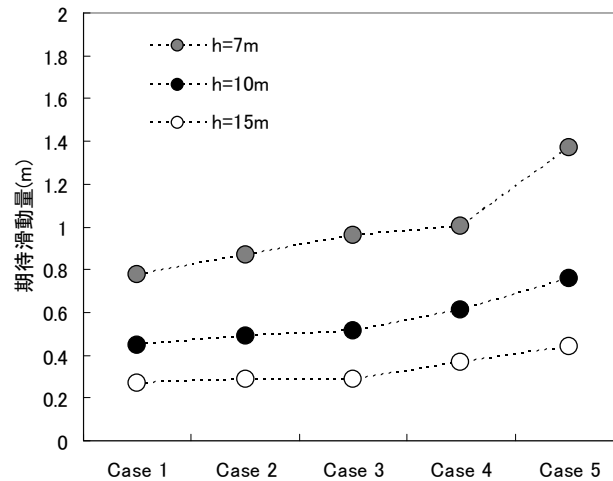


図 7.15 期待滑動量の解析結果（領域 II）

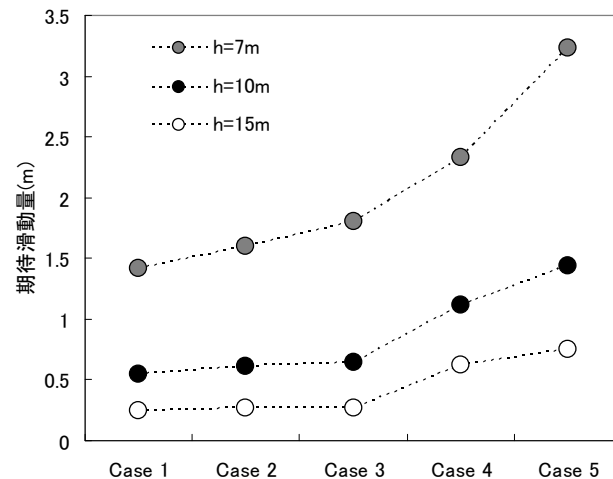


図 7.16 期待滑動量の解析結果（領域 III）

3) 設置水深の影響

設置水深を 7m, 10m, 15m と変化させた場合について、設置水深に対する期待滑動量に加え、現在気候下で算出された期待滑動量に対して地球温暖化を考慮した場合の期待滑動量の増加率を算出した。領域 II と領域 III について、それぞれ 図 7.17 および 図 7.18 に示す。図の左側には設置水深に対する期待滑動量、右側に設置水深に対する期待滑動量の増加率を示した。

図 7.17 の将来波浪の増大率が小さい領域 II については、Case 4 の波浪増大のみを考慮した場合に、水深が深くなると碎波の影響を受けずに大きな波浪が来襲しやすくなるため、滑動量の増加率は大きくなる。一方、Case 2 の海面上昇のみと Case 3 の高潮偏差の増大のみを考慮した場合は、水深が浅くなると水位上昇の影響を大きく受けるため、滑動量の増加率は大きくなる。また、Case 5 のすべてを考慮した場合は、波浪増大による影響が小さく、水位上昇、高潮偏差増大の影響が大きくなるため、水深増大に伴って増加率が小さくなる。

波浪の変化が大きい領域 III について、Case 4 の波浪増大のみを考慮した場合では、領域 II と同様に、水深が深くなると碎波の影響を受けずに大きな波浪が来襲しやすいため、滑動量の増加

率は大きくなり、Case 2 の海面上昇のみと Case 3 の高潮偏差の増大のみを考慮した場合には、水深が浅くなると水位上昇の影響を大きく受けるため、滑動量の増加率は大きくなる。しかし、Case 5 のすべてを考慮した場合では、波浪増大による影響が大きく出るため、領域 II とは異なり、水深増大に伴って増加率が大きくなる。

以上から、波浪の将来増大率が大きい領域 III では、設置水深が深い方が波浪増大の影響を大きく受けて期待滑動量が増加し、波浪の将来増大率が小さい領域 II では、設置水深が浅い方が水位上昇（海面と高潮偏差）の影響を大きく受けて、期待滑動量が大きくなることがわかった。

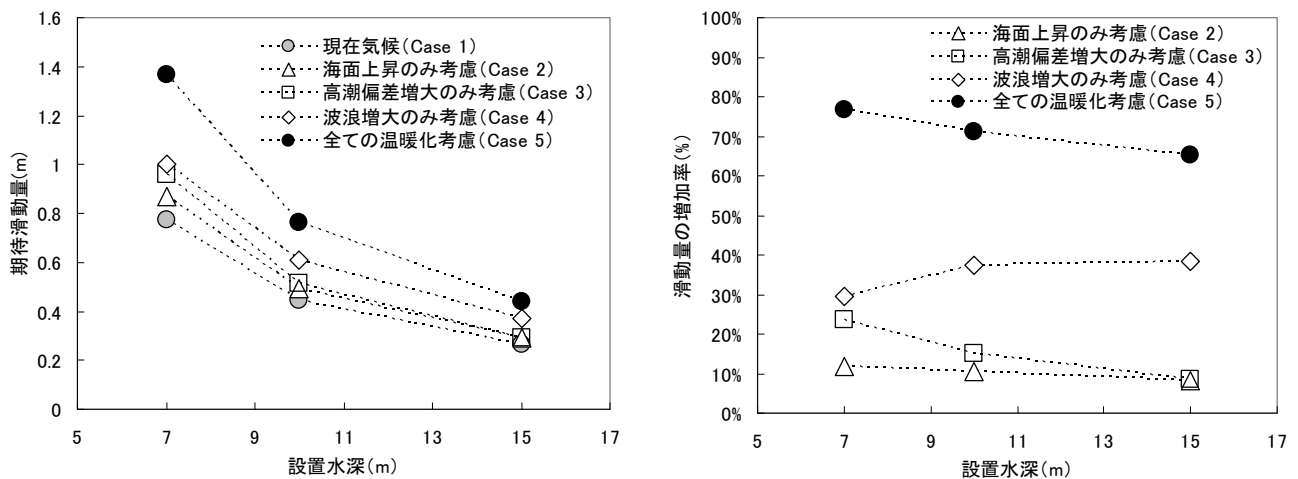


図 7.17 設置水深による期待滑動量の変化（領域 II）

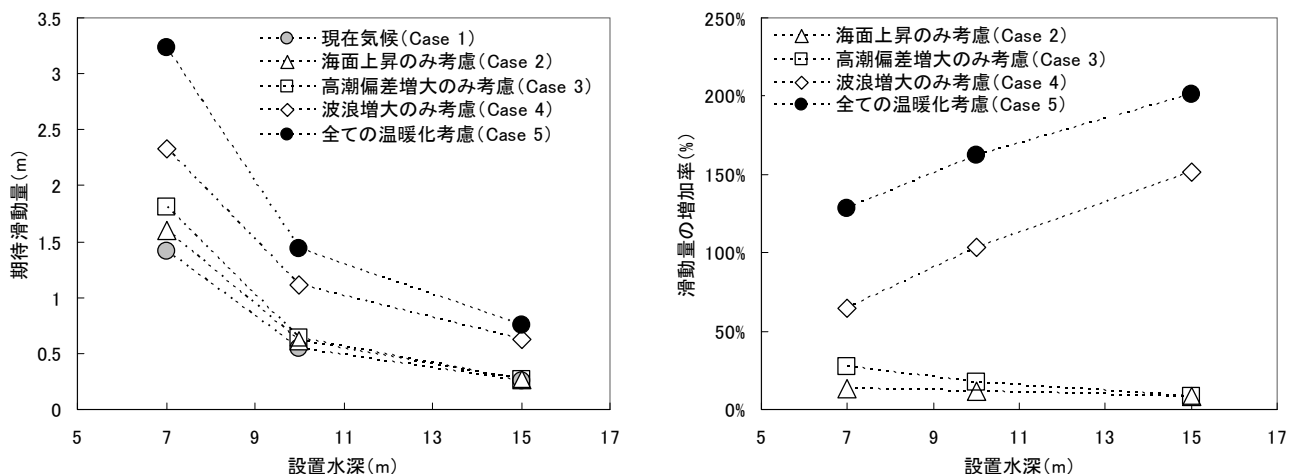


図 7.18 設置水深による期待滑動量の変化（領域 III）

4) 滑動発生確率

滑動量の出現傾向を把握するために、滑動量の発生確率を求めた。滑動量を S として、 $0 < S \leq 0.01\text{m}$, $0.01 < S \leq 0.1\text{m}$, $0.1 < S \leq 0.3\text{m}$, $0.3 < S \leq 1.0\text{m}$, $1.0\text{m} < S$ の 5 通りの滑動量に対する発生確率を図 7.19～図 7.24 に示す。

波浪増大率の小さい領域 II に比べて、領域 III については、期待滑動量の増加が顕著な Case 4（波浪増大のみ）と Case 5（全てを考慮した場合）では、比較的小規模な 0.3m 未満の滑動量の発生確率はあまり変わらないが、1.0m を超えるような大規模被災の発生確率は著しく増加することがわかった。ただし、波高変化の小さい領域 II に関しては、同様の傾向は見られるが、その増加量は小さい。

設置水深による発生確率の違いについて、領域 II と領域 III とともに、水深 7m の方が水深 15m よりも、1m 以上の大規模滑動の発生確率が大きく、地球温暖化による外力を考慮した場合の増加量も水深が浅い方が大きい。これについては、波浪の極値分布特性と設置水深の関係が重要であることがわかった。

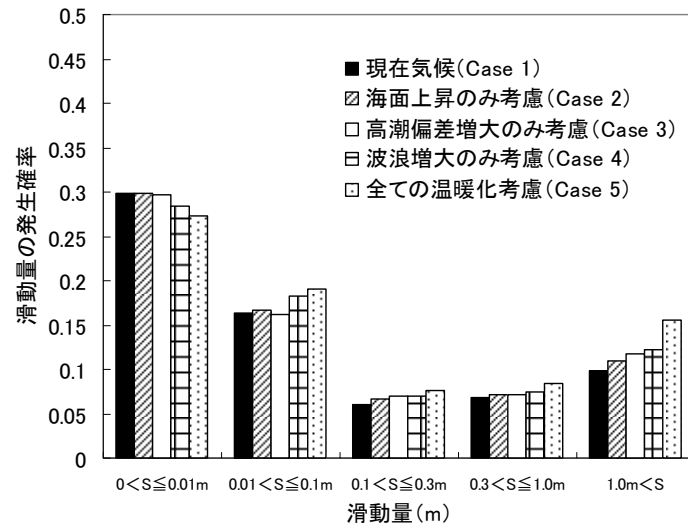


図 7.19 滑動量に対する発生確率（領域 II，設置水深 7m）

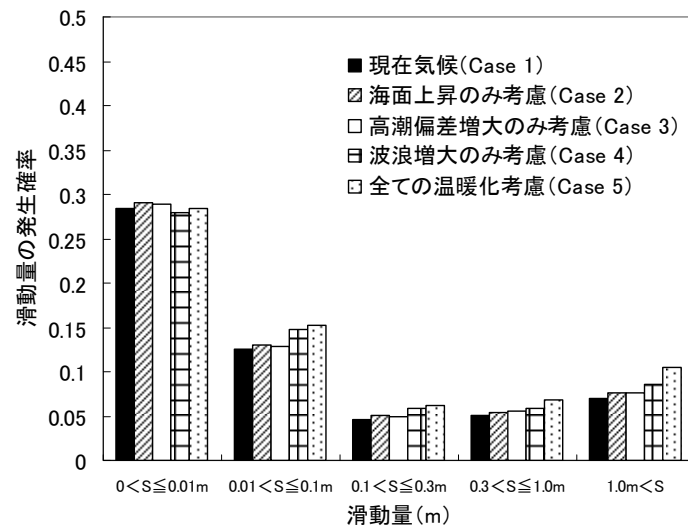


図 7.20 滑動量に対する発生確率（領域 II，設置水深 10m）

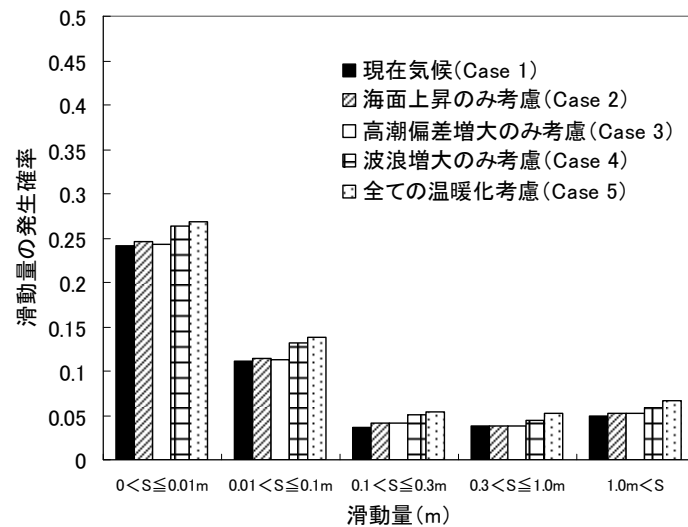


図 7.21 滑動量に対する発生確率（領域 II，設置水深 15m）

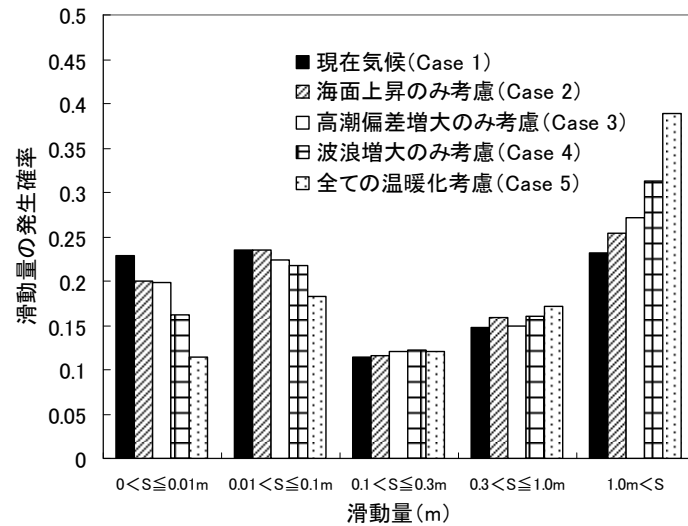


図 7.22 滑動量に対する発生確率（領域 III，設置水深 7m）

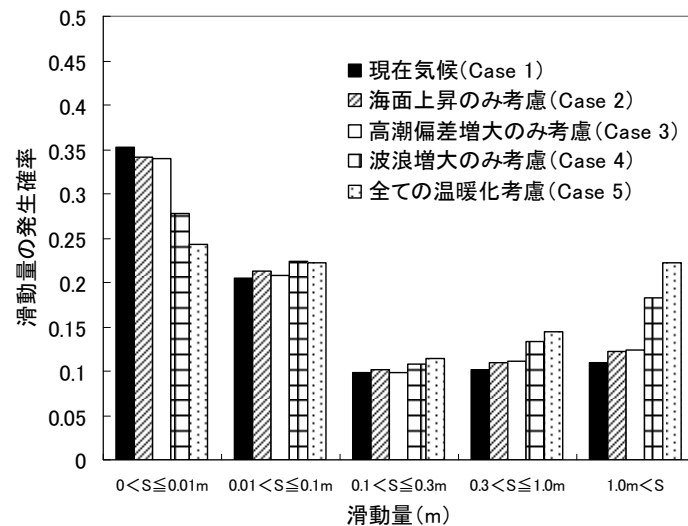


図 7.23 滑動量に対する発生確率（領域 III，設置水深 10m）

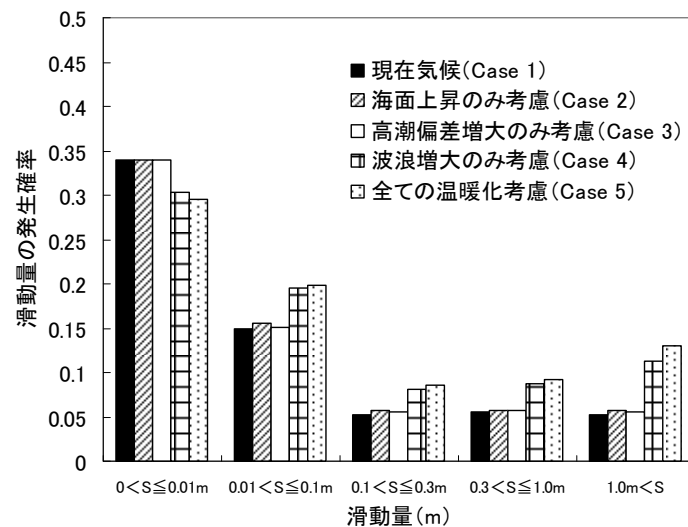


図 7.24 滑動量に対する発生確率（領域 III，設置水深 15m）

7.2.2 地球温暖化を考慮した消波ブロック被覆堤の最適設計

本項では、地球温暖化による極限波浪や高潮偏差の変化を考慮して消波ブロック被覆堤の滑動量解析を実施し、初期建設費と期待補修費から LCC が最小となる最適断面に対して、地球温暖化が及ぼす影響を検討する。

(1) 計算条件

基本的な計算条件は 7.2.1 と同じであるが、消波ブロックの質量の安定性を変化させるために、屈折係数 (K_r) を設定し、領域Ⅱ、Ⅲに対して、複数の波浪条件を設定した。それぞれの波浪の 50 年確率波に対して、堤体幅と天端高を設定した。詳細な計算条件は、表 7.7 および 表 7.8 に示す通りである。

表 7.7 計算条件（領域Ⅱ）

項目	値		
沖波波浪 (現在, 夏)	50年確率波浪 20.07m ($\lambda=0.43$) Weibull分布 $k=1.0, A=4.02, B=7.74$		
沖波波浪 (現在, 冬)	50年確率波浪 10.82m ($\lambda=1.47$) Weibull分布 $k=1.4, A=1.80, B=5.72$		
沖波波浪 (将来, 夏)	50年確率波浪 24.79m ($\lambda=0.53$) Weibull分布 $k=1.0, A=5.25, B=7.58$		
沖波波浪 (将来, 冬)	50年確率波浪 10.84m ($\lambda=0.91$) Weibull分布 $k=1.0, A=1.26, B=6.03$		
設置水深 (h)	7m	10m	15m
堤体幅 ($K_r=1.0$)	16.8m	18.3m	21.3m
堤体幅 ($K_r=0.5$)	14.3m	16.1m	19.3m
天端高 ($K_r=1.0$)	4.2m	5.2m	6.8m
天端高 ($K_r=0.5$)	3.8m	4.8m	6.4m
高潮偏差	50年確率偏差 2.616m Weibull分布 $k=1.4, A=0.998, B=-0.248$		
高潮偏差 (将来)	50年確率偏差 3.199m Gumbel分布 $A=0.646, B=0.358$		
水位上昇	0.0026m/yr (0.26m/100yrs)		
継続時間	2時間		
設計供用期間	50年		
繰返し回数	10,000回		
要補修被災度	全被覆面積の5%		

表 7.8 計算条件 (領域 III)

項目	値		
沖波波浪 (現在, 夏)	50年確率波浪 13.1m($\lambda=0.14$) Weibull分布 $k=1.4, A=3.42, B=7.63$		
沖波波浪 (現在, 冬)	50年確率波浪 12.3m($\lambda=0.77$) Weibull分布 $k=1.0, A=1.42, B=7.12$		
沖波波浪 (将来, 夏)	50年確率波浪 21.5m($\lambda=0.42$) Weibull分布 $k=1.4, A=6.41, B=7.30$		
沖波波浪 (将来, 冬)	50年確率波浪 13.46m($\lambda=1.16$) FT-II分布 $k=5.0, A=0.90, B=7.84$		
設置水深 (h)	7m	10m	15m
堤体幅 ($K_r=0.5$)	12.5m	14.1m	17.4m
堤体幅 ($K_r=0.3$)	12.0m	13.5m	13.8m
天端高 ($K_r=0.5$)	3.5m	4.5m	4.5m
天端高 ($K_r=0.3$)	3.2m	3.2m	2.8m
高潮偏差	50年確率偏差 2.616m Weibull分布 $k=1.4, A=0.998, B=-0.248$		
高潮偏差 (将来)	50年確率偏差 3.199m Gumbel分布 $A=0.646, B=0.358$		
水位上昇	0.0026m/yr (0.26m/100yrs)		
継続時間	2時間		
設計供用期間	50年		
繰返し回数	10,000回		
要補修被災度	全被覆面積の5%		

(2) 検討ケース

検討ケースは、以下に示すとおりである。

地球温暖化の影響を考慮するため、各波浪条件に対して、温暖化による沿岸外力の増大を考慮した場合（将来気候）と考慮しない場合（現在気候）を設定した。その他、設計供用期間中に被災した消波ブロックの補修の有無、3つの設置水深（7m, 10m, 15m）、16種類のブロックの型（2t～80t）を対象とした。

表 7.9 計算ケース一覧

対象領域	屈折係数	温暖化 有無	補修 有無	設置水深	ブロック 型
領域Ⅱ	1.0	O	O	7m,10m,15m	2t～80t
			X	7m,10m,15m	2t～80t
		X	O	7m,10m,15m	2t～80t
			X	7m,10m,15m	2t～80t
	0.5	O	O	7m,10m,15m	2t～80t
			X	7m,10m,15m	2t～80t
		X	O	7m,10m,15m	2t～80t
			X	7m,10m,15m	2t～80t
領域Ⅲ	0.5	O	O	7m,10m,15m	2t～80t
			X	7m,10m,15m	2t～80t
		X	O	7m,10m,15m	2t～80t
			X	7m,10m,15m	2t～80t
	0.3	O	O	7m,10m,15m	2t～80t
			X	7m,10m,15m	2t～80t
		X	O	7m,10m,15m	2t～80t
			X	7m,10m,15m	2t～80t

(3) 堤前波高とハドソン式による必要質量

各波浪条件に対する堤前波高とそれから求まるハドソン式¹⁾による消波ブロックの必要質量を求めた。ハドソン式による必要質量とその質量を満たすテトラポッドのトン型も併せて表 7.10に示す。領域IIの水深 15mでは、必要質量が 80tを超えるため、現在の消波ブロック（テトラポッド）では、必要質量を満足できるトン型はない。そのため、本研究では便宜的に最大の 80tとして扱う。

表 7.10 堤前波高と消波ブロックの必要質量

	Kr	H_{50}	depth	$H_{1/3}$	必要質量 (t)	トン型(t)
領域II	1.0	20.0m	7m	7.00m	38.0	50
			10m	8.71m	73.3	80
			15m	11.46m	166.9	80*
	0.5	10.0m	7m	6.32m	28.0	32
			10m	7.94m	55.5	64
			15m	10.26m	120.0	80*
領域III	0.5	6.95m	7m	5.85m	22.2	25
			10m	7.20m	41.4	50
			15m	7.87m	54.0	64
	0.3	4.17m	7m	5.22m	15.8	20
			10m	5.09m	14.6	20
			15m	4.46m	9.8	12.5

※必要質量では 80t を超えるが、80t を超えるようなブロックは通常用いないため、便宜的に最大の 80t として取り扱う。

(4) 期待滑動量の計算結果

上記の計算条件を基に、堤体幅を固定して、50年間の期待滑動量を算出した。計算手法は第4章と同様である。計算結果の代表例として、領域II、屈折係数0.5、水深7m、10m、15mの計算結果を図7.25に示す。図中の丸印は消波ブロックの被災に対して補修しないケース、三角印は補修するケースであり、黒色の記号は現在気候、灰色記号は地球温暖化による沿岸外力の変化を考慮したケースの結果である。

消波ブロックの補修を考慮しない場合、設置水深7m、10m、15mの時に、それぞれ12t、16t、20tで期待滑動量がピークをもつ。これは、消波ブロックが不完全被覆された状態で補修されずに放置された時に、非常に大きい衝撃波圧が作用するため、それよりも軽いブロックを用いた場合の期待滑動量よりも大きくなっていると考えられる。また、そのピークをとる消波ブロックの質量が、水深が深くなるにつれて重くなっているのは、水深が深いと大きな波浪が作用し、軽いブロックは一度の高波浪で大きく被災する。このため、衝撃的な波圧が発生するような不完全被覆状態を生じやすい条件がブロックの質量に対して重くなるためと考えられる。

一方、消波ブロックの補修を考慮した場合では、補修基準を上回って消波ブロック天端が沈下すると、設計時のブロック天端高まで補修するため、不完全被覆による衝撃波圧は作用しない。このため、ブロックの質量を重くするほど、期待滑動量は小さくなることがわかる。本ケースでは、地球温暖化に伴う沿岸外力の増大を考慮した場合、考慮しない場合に比べて、10%~60%程度期待滑動量が増加していることがわかる。これらの影響については、後で詳細に考察する。

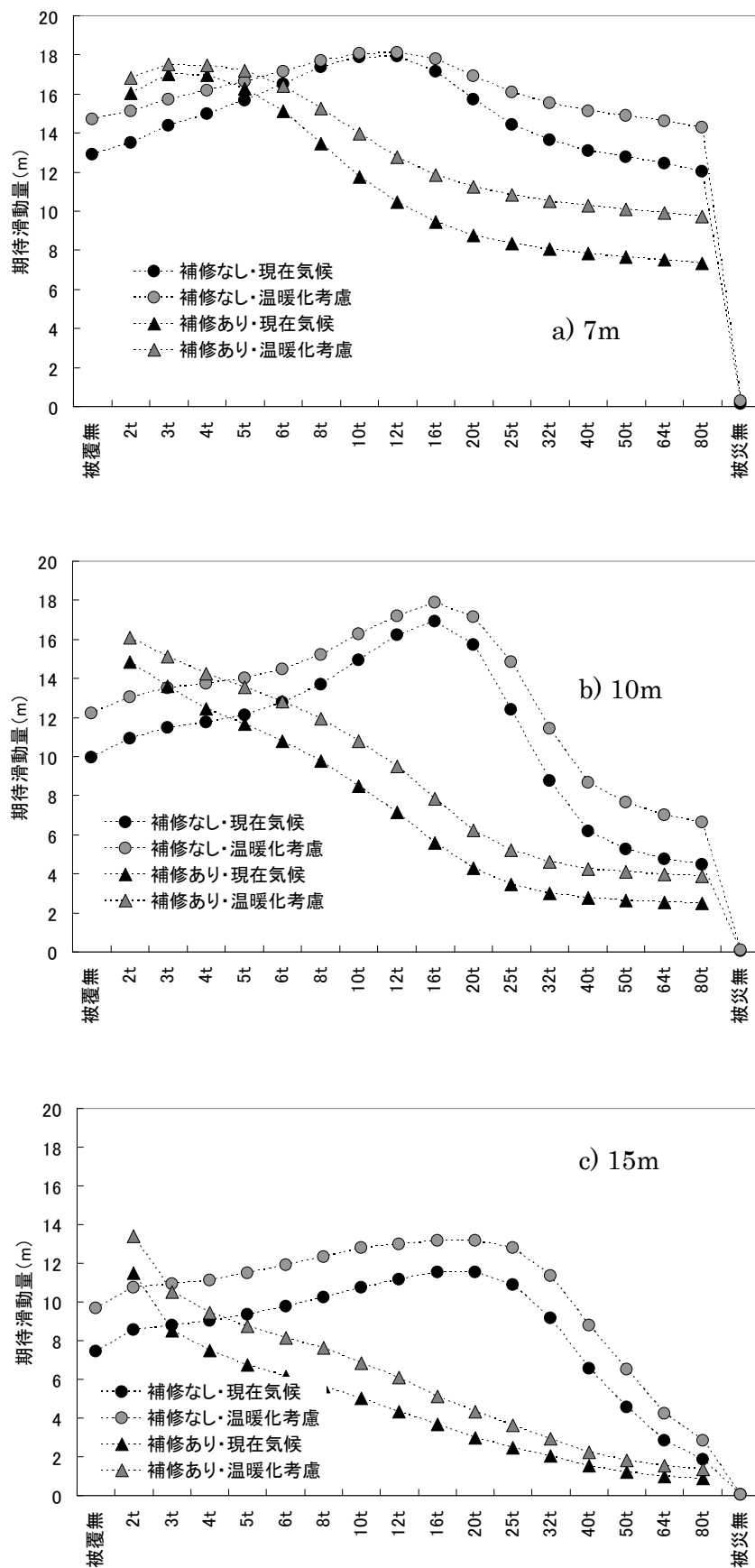


図 7.25 期待滑動量の算出結果（波浪：領域Ⅱ，屈折係数：0.5）

(5) 必要堤体幅の計算結果

期待滑動量の解析結果からも，耐波安定性はそれぞれのブロックの質量に応じて異なる．各ブロックでも同一の安定性を満たす堤体幅をブロックの質量に応じて決めるために，必要堤体幅を求めた．必要堤体幅は，第4章と同様に，表7.11に示す滑動量に対する許容超過確率を満足するように算出した．必要堤体幅の算出結果として，領域II，屈折係数：0.5，水深7m，10m，15mの例を図7.26に示す．図中の凡例は，図7.25と同様である．

被災したブロックを補修しない場合，期待滑動量の算出結果と同様に，設置水深7m，10m，15mの時に，それぞれ16t，20t，25tで必要堤体幅がピークをもつ．これは，期待滑動量算出時と同様に，不完全被覆による衝撃波圧が作用するためと考えられる．期待滑動量のピーク値と必要堤体幅のピーク値が異なる理由としては，必要堤体幅算出時では，ある程度滑動安定性が確保されており，滑動に伴う消波ブロックの沈下が制限される等，計算上の条件が異なるためと考えられる．設計供用期間中の被災した消波ブロックの補修を考慮することで，比較的軽いブロックを除いては，必要堤体幅を小さくできることがわかる．これは，第4章で示したことと同様である．

表 7.11 滑動量に対する超過確率の設定例（下迫・多田¹⁹⁾）

		超過確率		
		1.0 m	0.3 m	0.1 m
重要度	1.低い	10 %	20 %	50 %
	2.普通	5 %	10 %	30 %
	3.高い	2.5 %	5 %	15 %

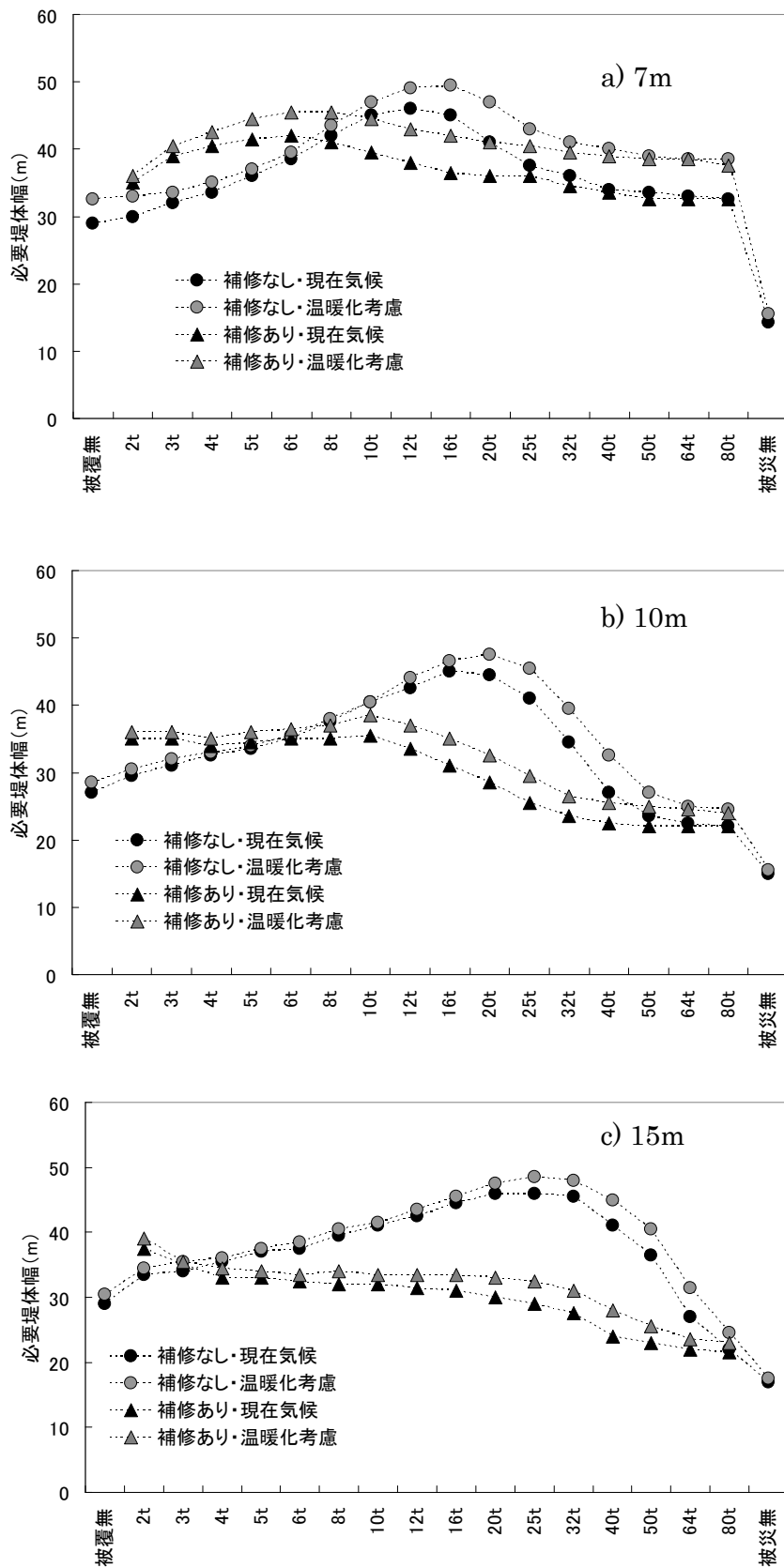


図 7.26 必要堤体幅の算出結果（波浪：領域Ⅱ，屈折係数：0.5）

(6) 水深波高比の違いによる計算結果の影響

上述した結果を踏まえ、期待滑動量と必要堤体幅の計算結果について、設置水深と堤前波高の関係から傾向を考察する。期待滑動量と必要堤体幅については、堤体前面の波高が重要となるため、以下では、堤体前面波高と水深を用いて整理する。図 7.27、図 7.28 にそれぞれ、水深波高比に対する期待滑動量、必要堤体幅の関係を示す。なお、この期待滑動量と必要堤体幅は、ハドソン式による必要質量のブロックを用いた場合の値である。期待滑動量と必要堤体幅は同様の傾向であるが、水深波高比 1.5～2.0 で最低値を取り、水深波高比が小さくなるか、大きくなると、期待滑動量および必要堤体幅が大きくなる。また、水深波高比が小さくなる場合の方が、大きくなる場合よりも期待滑動量と必要堤体幅が大きくなる。これは、波浪の碎波の影響と考えられる。図 7.29 に示す碎波帯内の波高算定図から、水深波高比が約 2 よりも大きい範囲は、浅水変形が卓越している状態であり、水深波高比が 1.5 未満の場合、碎波が進行して、波高が小さくなっている状態であることがわかる。モンテカルロシミュレーションでは、乱数によっては大きな波高が発生することもあり、水深が深い場合ではそのまま防波堤設置地点に到達し、水深が浅い場合でも場合によっては、大きな波高が来襲することもあるため、期待滑動量と必要堤体幅が大きくなっていると考えられる。特に、水深が浅い場合にその影響が大きくなっている。また、水深波高比が 1.5～2.0 の間では、浅水変形から碎波変形の境界区間であり、設計時の波高が他に比べて高いことも、期待滑動量や必要堤体幅が小さくなる要因と考えられる。

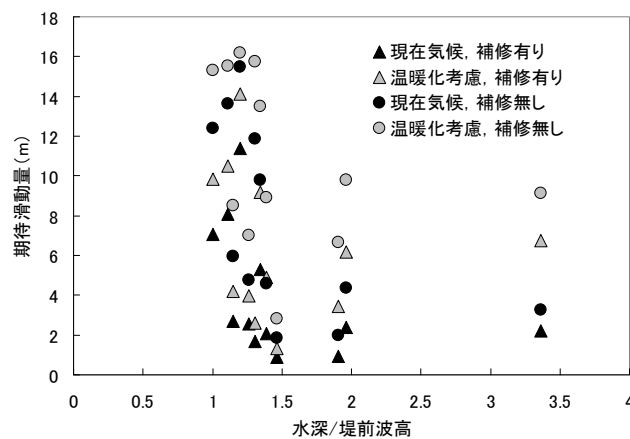


図 7.27 水深波高比に対する期待滑動量

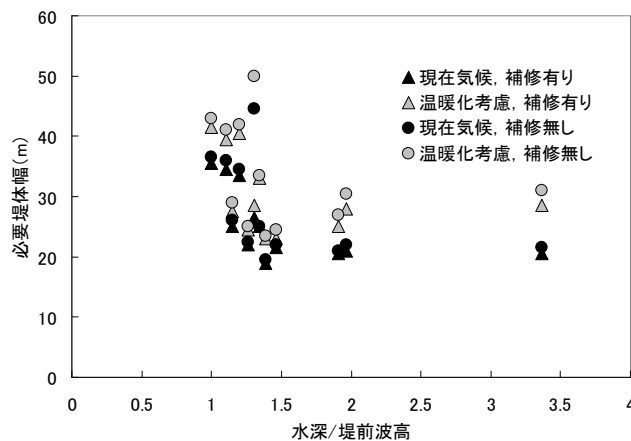
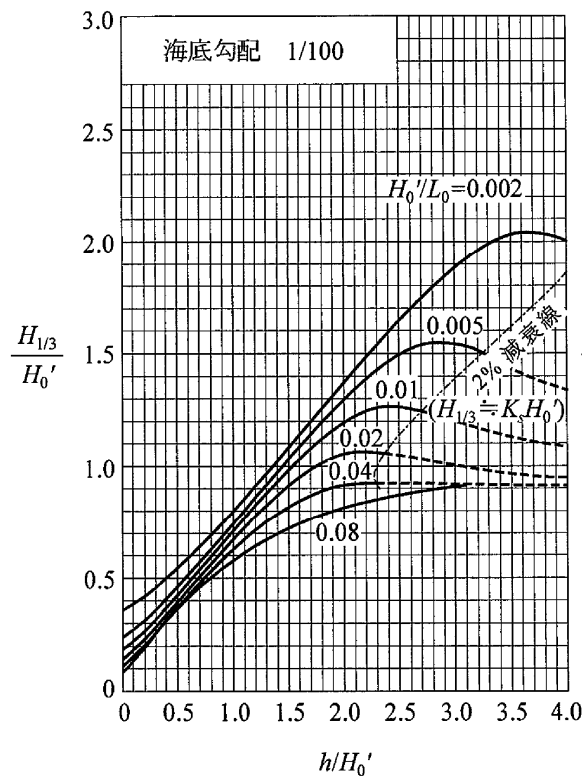


図 7.28 水深波高比に対する必要堤体幅



(社)日本港湾協会¹⁾ p.157

図 7.29 碎波領域での有義波高算定図

次に，期待滑動量と必要堤体幅について，温暖化を考慮した場合の変化率と水深波高比との関係を調べた．図 7.30，図 7.31 にそれぞれ期待滑動量と必要堤体幅の増加率を示す．両図から，水深波高比が 1.0～1.5 程度では，期待滑動量と必要堤体幅ともに，それぞれ 150%，110% 程度であり変化はないが，水深波高比が 1.5 を超えると，期待滑動量と必要堤体幅ともに増加し，それぞれ，最大で 350%，140% となった．これは，水深波高比が大きい（水深が深い）場合では，温暖化によって増大した波高がそのまま来襲しやすくなるためと考えられる．一方で，水深波高比が小さい場合では，温暖化で波高が増大しても，碎波によって波高が低減するため，増加率は余り大きくならない．これより，温暖化による期待滑動量と必要堤体幅への影響は，想定される波高変化だけでなく水深波高比に大きく依存し，特に大水深域で影響が大きくなることがわかった．このため，実際の設計においては，大水深域に設置する防波堤の設計において，地球温暖化による各種影響を考慮する必要がある．

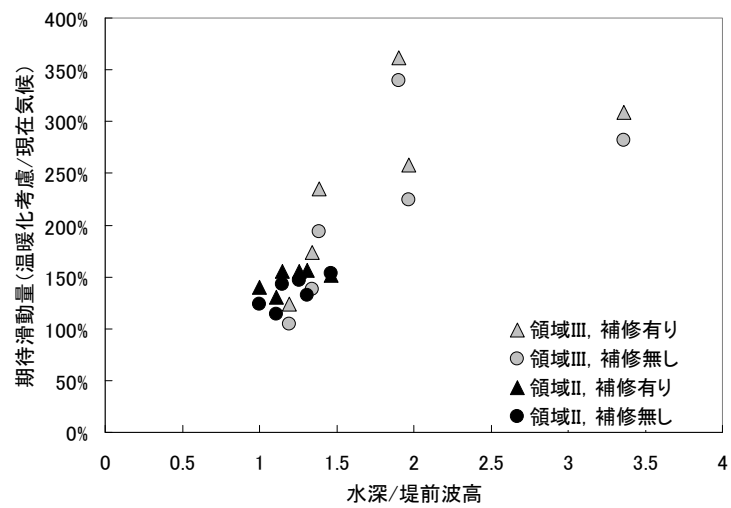


図 7.30 期待滑動量の増加率と水深波高比の関係

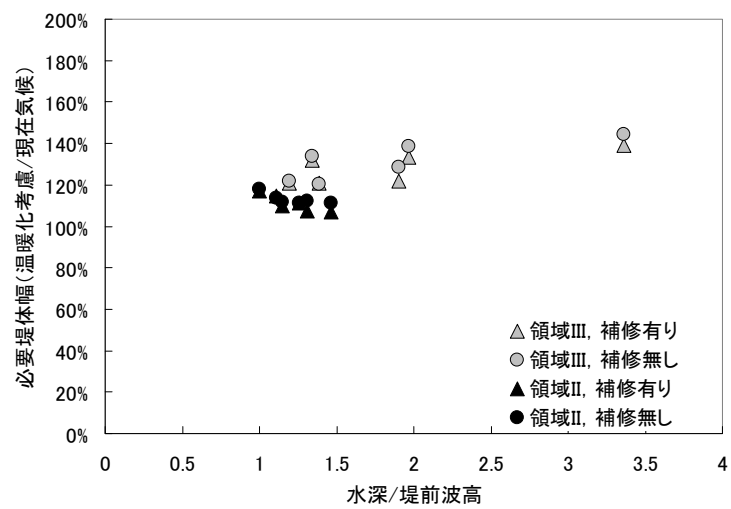


図 7.31 必要堤体幅の増加率と水深波高比の関係

(7) 初期建設費の算出

設定した条件のそれぞれで、LCC を算出するが、それに先立ち、求めた必要堤体幅に対して、初期建設費を算出する。算出の条件は以下の通りである。

- ・ 初期建設費として、消波ブロックの製作、投入、基礎マウンド被覆材の材料、運搬、投入、均し、ケーソンの製作、据付を計上した。
- ・ 算出に当たっては、簡単のため、製作や設置を全て含めた単価を設定し、各計算条件で求めた数量を乗じた。

計算に用いた諸元は、ケーソン費用：15 千円/m³、マウンド+被覆材費用：18 千円/m³とした。消波ブロックの費用は、（株）不動テトラより入手した。

以下に、初期建設費の算出例を示す。ブロック質量が大きくなるほど、ケーソン幅が小さくなるため、ケーソン費用は安くなるが、ブロック費用、マウンド被覆材費用は、ブロックが大きくなると、大きくなる傾向がある。本ケースでは、12t 型を用いた場合の初期建設費が最も安いことになる。

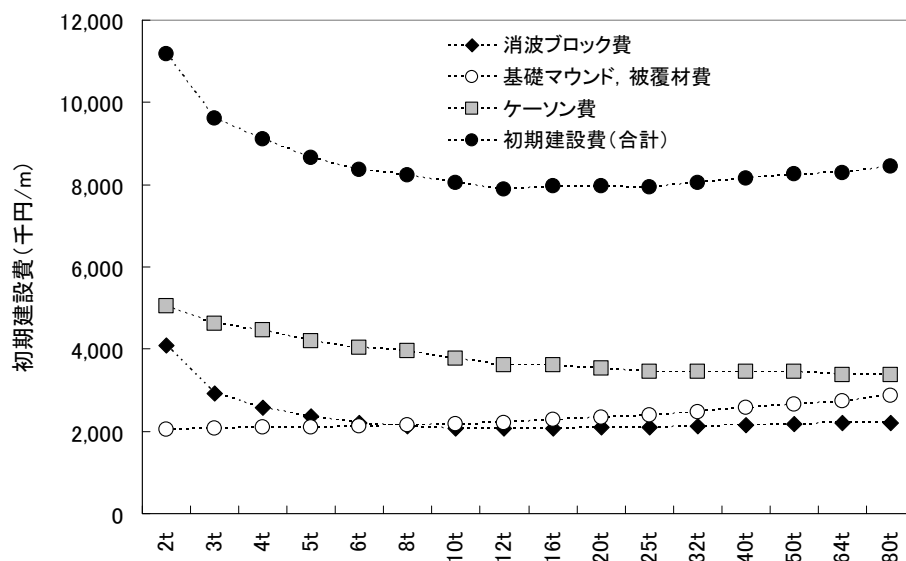


図 7.32 初期建設費の算出例

(8) 期待補修費の算出

期待補修費の算出にあたって、既往の検討では、社会的割引率や GDP デフレーターが考慮されていない。地球温暖化による沿岸外力の増大が経過年数に依存しているため、本研究では、社会的割引率と GDP デフレーターを考慮することとした。

1) 社会的割引率

社会的割引率は、社会が成熟することによって、年数が経過するにつれてものの価値が減少していくため、現在で 100 万円かかるものが 30 年後だと約 30 万円程度となるというものである。温暖化による沿岸外力の変化を考慮するため、経過年数に伴って発生する費用については、社会的割引率を用いて、現在価値化する必要がある。本研究では、土木事業で一般的に用いられている社会的割引率 4%を採用することとする。

2) GDPデフレーター

社会的割引率と同時に、貨幣価値自体がデフレやインフレによって変動することを考慮する必要がある。GDPデフレーターを用いて、それらを考慮する。しかし、GDPデフレーターは過去のものしか存在せず、デフレーターの将来予測はGPDの将来予測から推定する必要がある。本研究では、将来の経済予測として「長期経済予測（2006～2050 年）」（日本経済研究センター）を採用し、GDP成長率をGDPデフレーターとして、将来の価格変動を取り入れた。また、比較のために以下の 4 ケースを設定し、現在を 100 として、それぞれのケースの経過年数に対する現在価値を 図 7.33 に示す。

- i) 社会的割引率を考慮しない場合
- ii) 社会的割引率を考慮する場合
- iii) 社会的割引率と日本の GDP 成長を考慮する場合
- iv) 社会的割引率と中国の GDP 成長を考慮する場合

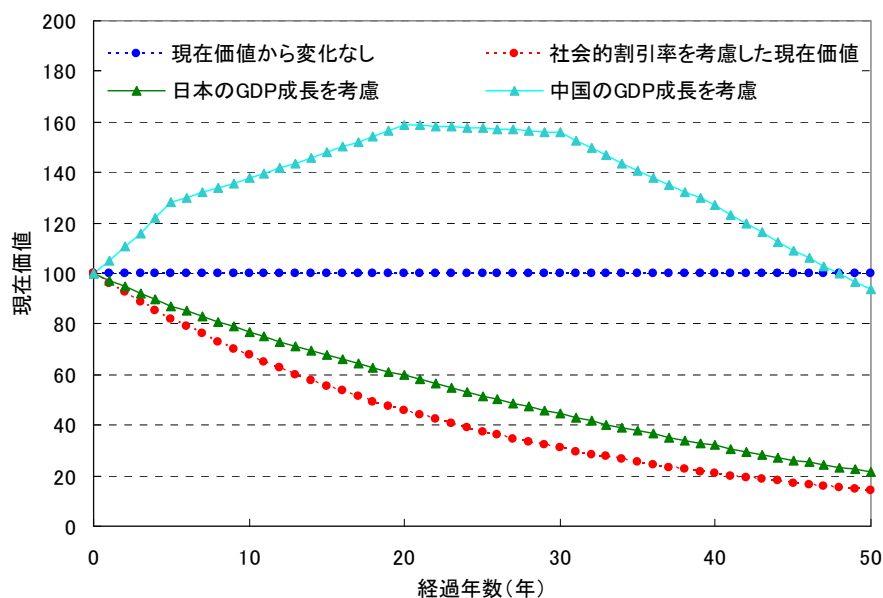


図 7.33 社会的割引率と GDP デフレーターの設定例

3) 計算結果

社会的割引率と GDP デフレーターを考慮した 4 ケースについて、各計算条件の期待補修費を算出した。領域 II, 屈折係数 0.5, 水深 7m のケースの結果を以下に示す。図中の凡例は, without SDR : 社会的割引率を考慮しない場合, with SDR : 社会的割引率を考慮する場合, Japan : 社会的割引率と日本の GDP 成長を考慮する場合, China : 社会的割引率と中国の GDP 成長を考慮する場合, である。本ケースでは, 社会的割引率の設定の違いで, 期待補修費の差は最大で 2~3 倍程度になることがわかる。しかし, LCC が最小となるような期待補修費が小さい場合は, 社会的割引率の考慮方法による変化は小さいことが明らかになった。

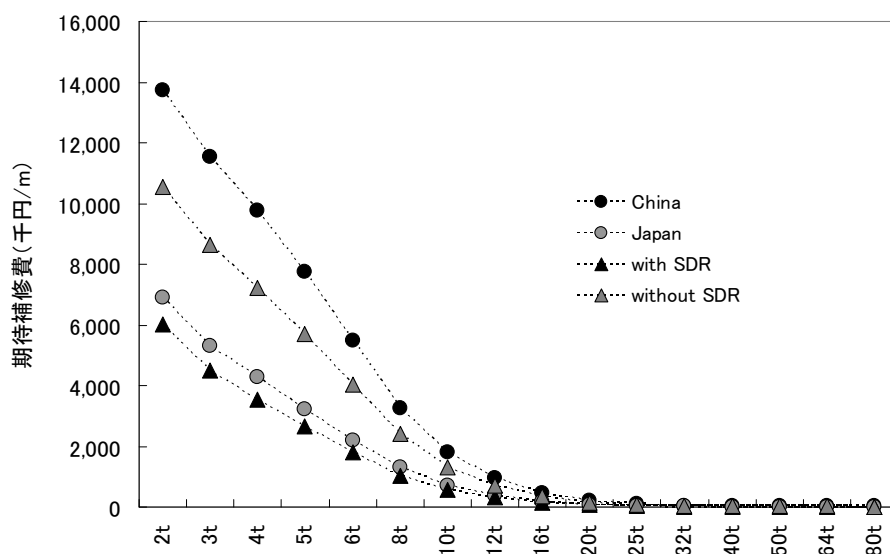


図 7.34 期待補修費の算出例（領域 II, 屈折 0.5, 水深 7m, 現在気候）

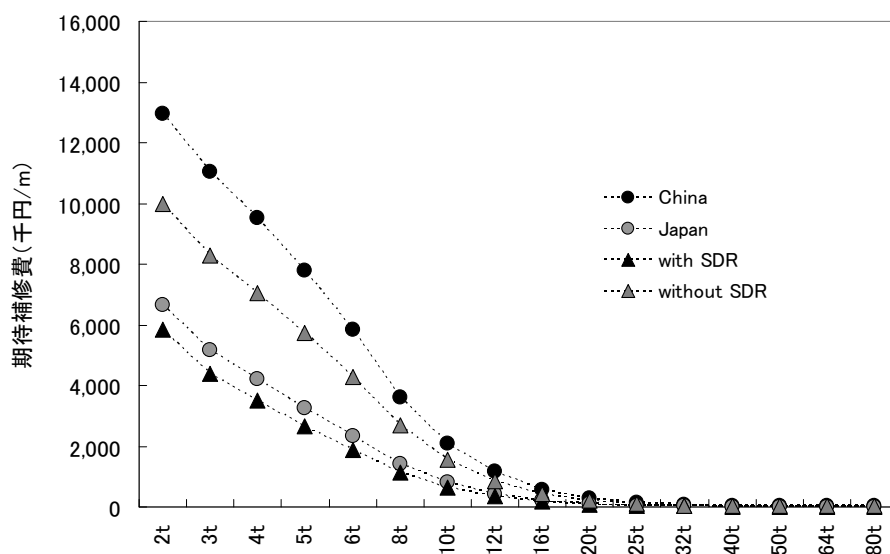


図 7.35 期待補修費の算出例（領域 II, 屈折 0.5, 水深 7m, 温暖化考慮）

(9) LCCの算出

1) LCCの算出結果

算出した初期建設費と異なる 4 つの社会的割引率等を考慮した期待補修費を足し合わせて、それぞれの条件における LCC を算出する。領域 II，屈折係数 0.5，水深 7m のケースの結果を以下に示す。本ケースは，ハドソン式による必要質量は 32t であるが，現在気候で 50t，温暖化を考慮すると 32t が最も LCC が小さくなった。LCC が最小となるような場合では，社会的割引率の考慮方法による期待補修費の差は小さいため，本検討では以降の期待補修費として，iii) 社会的割引率と日本の GDP 成長を考慮する場合を用いて考察することとする。

また，すべての計算結果をまとめたものを，表 7.12 に示す。この表に用いた期待補修費は，iii) 社会的割引率と日本の GDP 成長を考慮する場合の算出結果である。

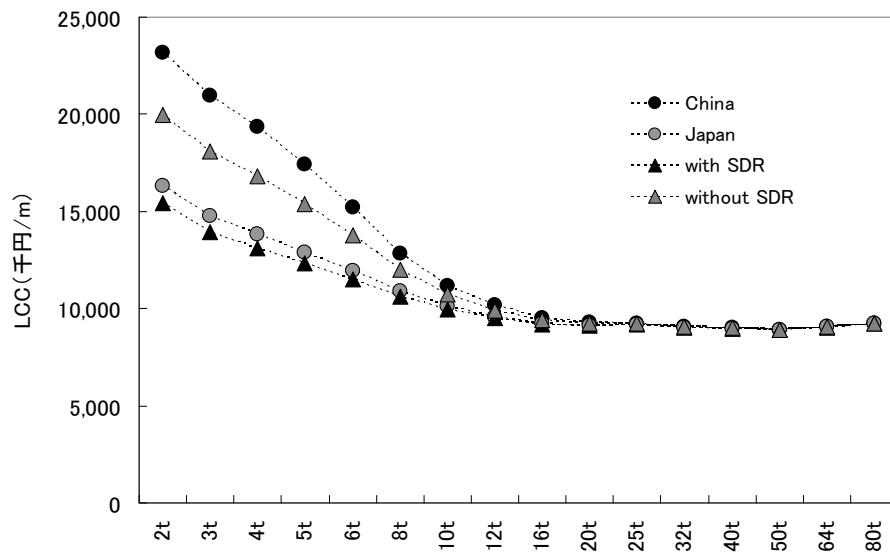


図 7.36 LCC の算出例（領域 II，屈折 0.5，水深 7m，現在気候）

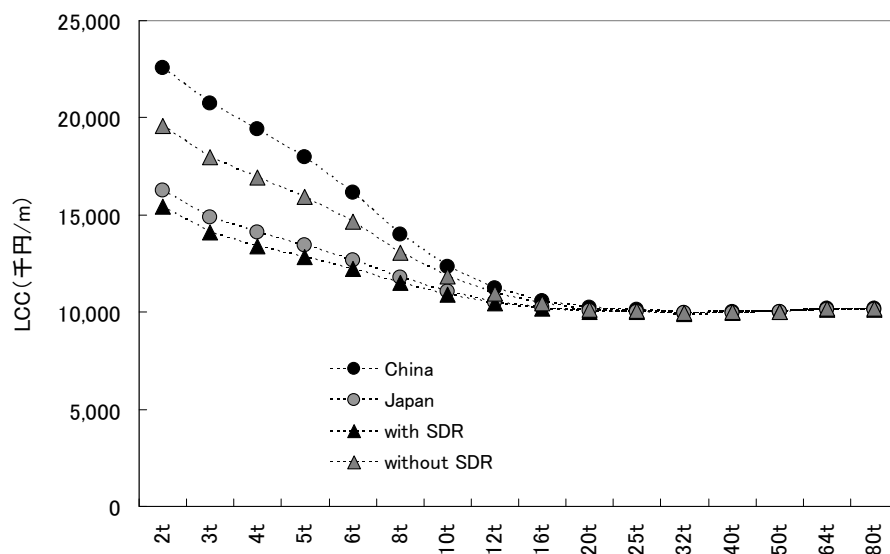


図 7.37 LCC の算出例（領域 II，屈折 0.5，水深 7m，温暖化考慮）

表 7.12 各計算ケースの LCC 算出結果

領域	屈折係数	水深 (m)	補修の有無	温暖化考慮	ハドソン式の質量 (t)	最適ブロック (t)	初期建設費 (千円/m)	期待補修費 (千円/m)	LCC (千円/m)
II	1.0	7	X	X	50	80	9,918	-	9,972
			X	O	50	64	11,066	-	11,195
			O	X	50	50	9,784	19	9,803
			O	O	50	80	10,875	10	10,934
		10	X	X	80	80	11,305	-	11,305
			X	O	80	80	12,059	-	12,059
			O	X	80	80	11,054	32	11,085
			O	O	80	80	11,682	36	11,718
		15	X	X	80	80	22,228	-	22,228
			X	O	80	80	24,073	-	24,073
			O	X	80	80	16,190	659	16,850
			O	O	80	80	16,861	744	17,605
	0.5	7	X	X	32	50	9,078	-	9,281
			X	O	32	50	10,080	-	10,179
			O	X	32	50	8,896	11	9,030
			O	O	32	32	9,910	23	9,933
		10	X	X	64	64	9,972	-	9,972
			X	O	64	64	10,581	-	10,581
			O	X	64	50	9,722	45	9,874
			O	O	64	64	10,459	26	10,485
		15	X	X	80	80	14,351	-	14,351
			X	O	80	80	15,175	-	15,175
			O	X	80	80	14,186	97	14,284
			O	O	80	80	14,680	113	14,793
III	0.5	7	X	X	25	40	8,546	-	8,649
			X	O	25	40	9,782	-	9,953
			O	X	25	40	8,546	8	8,493
			O	O	25	25	9,692	26	9,718
		10	X	X	50	50	8,911	-	8,911
			X	O	50	50	9,862	-	9,862
			O	X	50	40	8,693	28	8,811
			O	O	50	50	9,743	25	9,768
		15	X	X	64	80	12,370	-	12,373
			X	O	64	80	13,875	-	14,168
			O	X	64	50	12,101	51	12,254
			O	O	64	80	13,574	30	13,627
	0.3	7	X	X	20	20	6,701	-	6,701
			X	O	20	16	8,114	-	8,132
			O	X	20	16	6,693	13	6,711
			O	O	20	20	8,048	12	8,060
		10	X	X	20	32	8,148	-	8,166
			X	O	20	50	9,680	-	9,979
			O	X	20	25	7,938	16	7,972
			O	O	20	20	9,446	37	9,483
		15	X	X	12.5	32	10,456	-	10,502
			X	O	12.5	40	12,478	-	13,020
			O	X	12.5	20	10,259	23	10,281
			O	O	12.5	32	12,209	23	12,476

2) 最適ブロック質量

次にLCCが最小となる最適なブロック質量について、ハドソン式による必要質量との比（最適ブロック質量比）を取り、堤前波高及び水深波高比との関係を調べ、それぞれ 図 7.38、図 7.39 に示す。図 7.38から堤前波高が比較的大きい場合（ここでは 8m以上）ハドソン式による必要質量と同程度が最適ブロックとなるが、堤前波高が比較的小さい場合（ここでは、6m未満）、ハドソン式による質量よりも大きなブロックを用いることで、LCCを小さくすることができることがわかる。図 7.39から水深波高比が比較的大きい場合に、ブロック質量比を大きくすることで、LCCを低減することができることがわかる。また、設計供用期間中のブロック補修を考慮することで、ブロック質量を小さくすることができる。

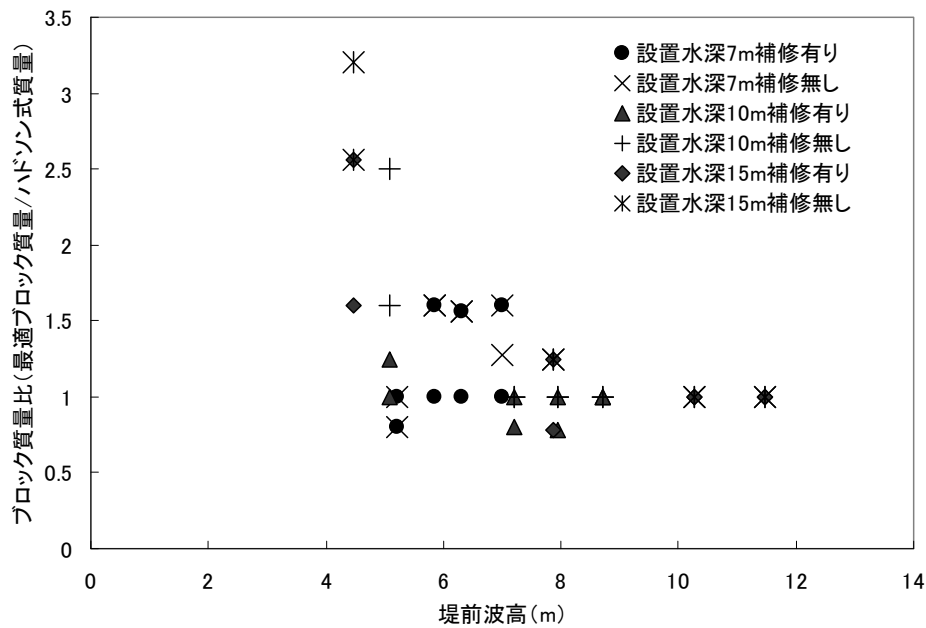


図 7.38 堤前波高とブロック質量比の関係（補修の有無）

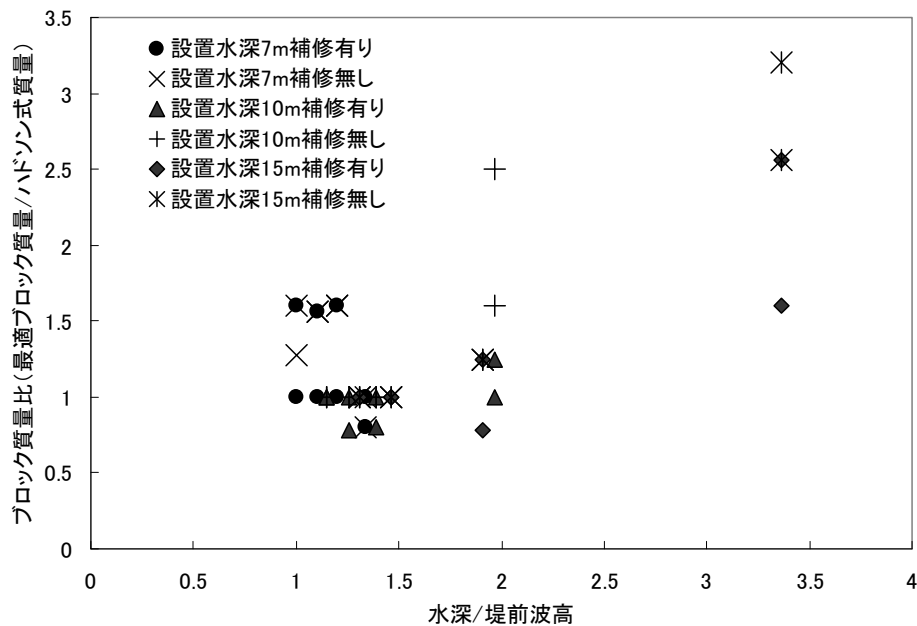


図 7.39 水深波高比とブロック質量比の関係（補修の有無）

地球温暖化の考慮の有無による違いを検討するために、最適ブロック質量と堤前波高および水深波高比の関係を、それぞれ 図 7.40、図 7.41 に示す。最適なブロック質量は、温暖化の考慮の有無によって変わらない場合がほとんどであるが、堤前波高が 4m 程度の小さい場合、LCC を最小にするには、消波ブロックの質量を大きくする必要があることがわかった。

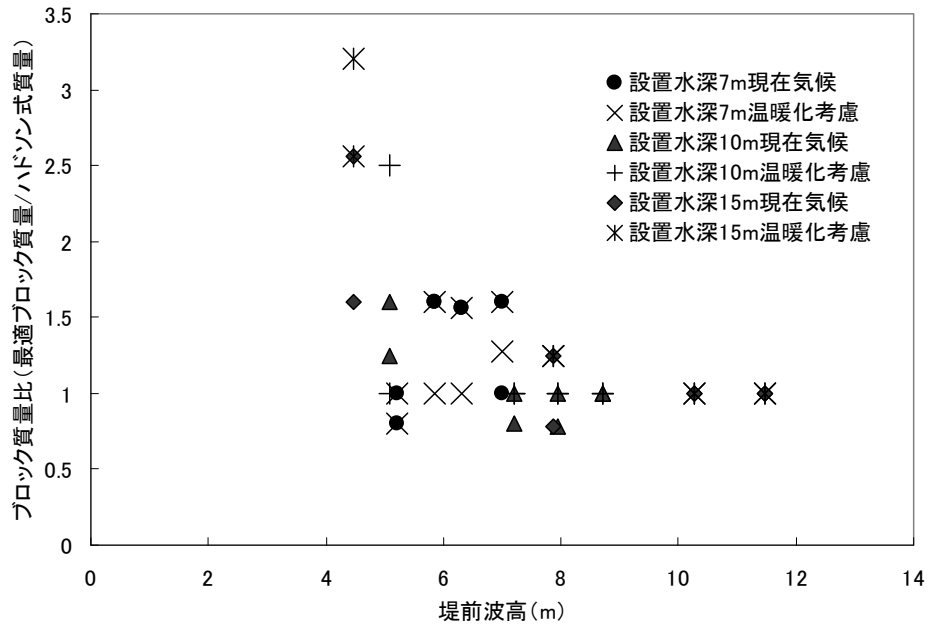


図 7.40 堤前波高とブロック質量比の関係（温暖化考慮の有無）

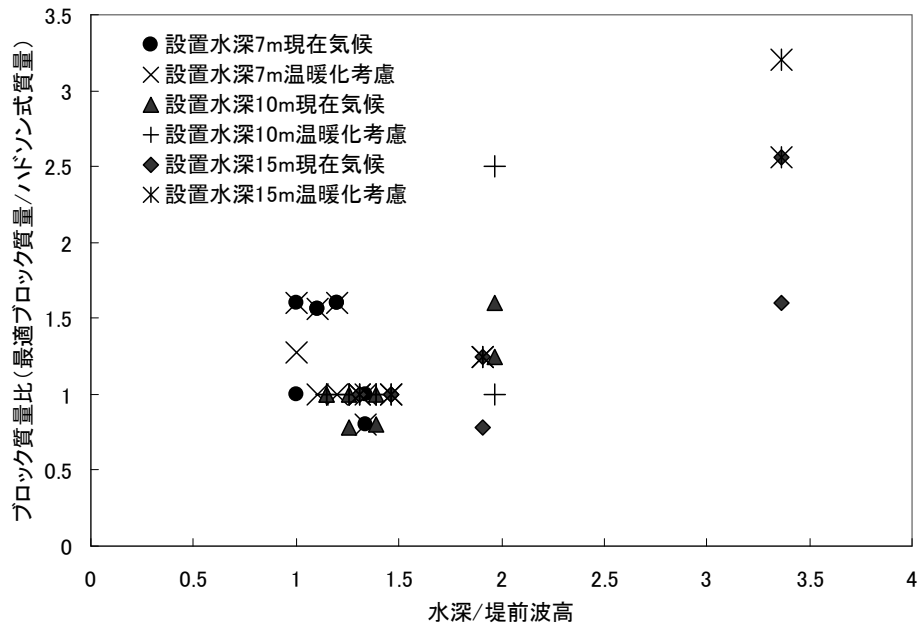


図 7.41 水深波高比とブロック質量比の関係（温暖化考慮の有無）

3) LCC

堤前波高とLCCの関係について、図 7.42に補修の有無について整理した。堤前波高が大きくなれば、LCCが大きくなるが、設計供用期間中の被災した消波ブロックを補修することで、LCCを小さくすることができる。また、被災した消波ブロックの補修によるLCCの低減割合（LCC比）と堤前波高の関係を図 7.43に示す。図から、堤前波高が 4～10m程度では、補修を考慮することによるLCC低減率は数%であるが、11～12m程度では、LCCの低減割合は 30%程度と大きくなる。水深波高比とLCCの間には、明確な関係は見られず、LCCには主に堤前波高の影響が大きいことがわかった。

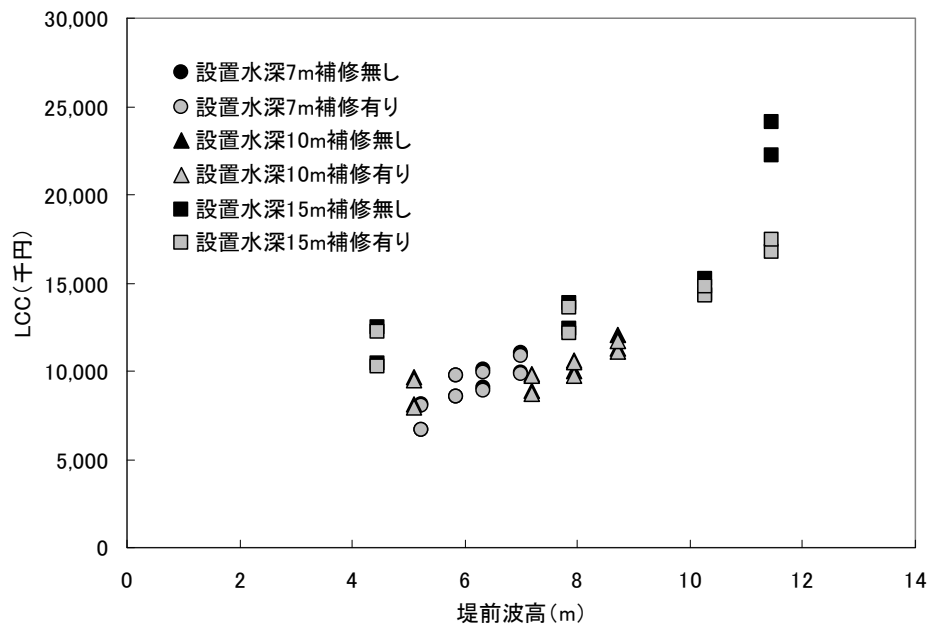


図 7.42 堤前波高と LCC の関係（補修の有無）

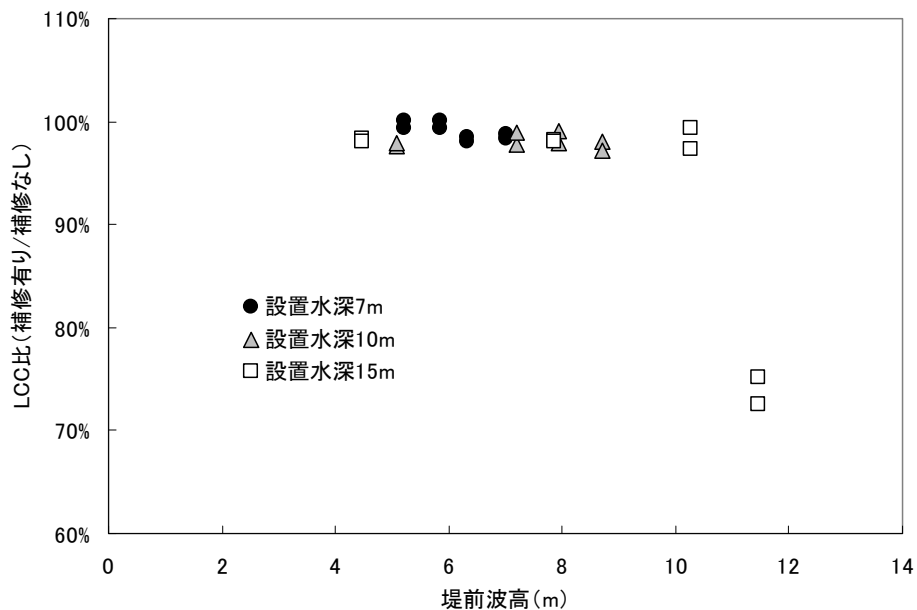


図 7.43 堤前波高と LCC 比の関係（補修の有無）

次に、LCCに対する地球温暖化の考慮の影響を検討するために、図 7.44に 図 7.42の凡例を温暖化考慮の有無に変えたものを示す。図中から地球温暖化を考慮すると、LCCは大きくなることがわかる。また、地球温暖化を考慮した場合のLCCの増加率（LCC比）と堤前波高との関係を 図 7.45に示す。図から、堤前波高が大きい場合は温暖化によるLCCの増加率は5%程度であるが、堤前波高が小さくなるにつれて増加率が大きくなり、4m程度では20%程度の増加率となることがわかる。

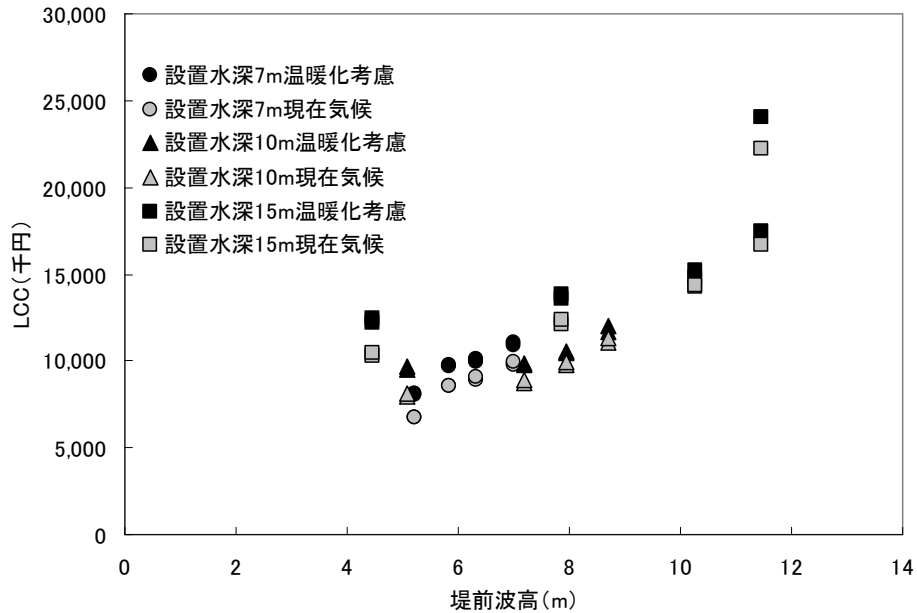


図 7.44 堤前波高と LCC の関係（温暖化考慮の有無）

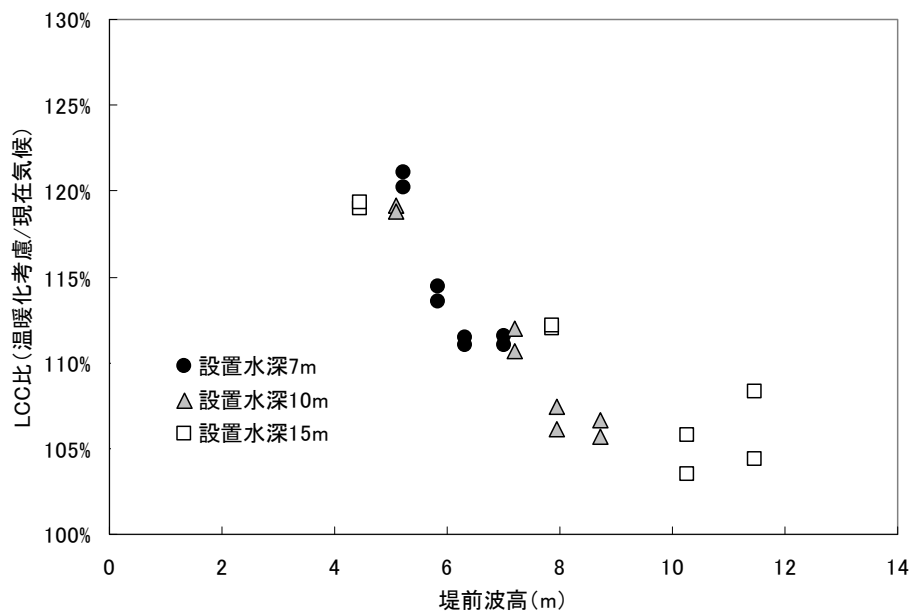


図 7.45 堤前波高と LCC 比の関係（温暖化考慮の有無）

7.3 まとめ

本章では、地球温暖化に伴う海面上昇や高潮偏差の増大ならびに来襲波浪の増大の将来変化を想定し、ケーソン式混成堤の滑動安定性評価と消波ブロック被覆堤の最適設計を実施した。

まず、ケーソン式混成堤の滑動量の将来変化についての主要な知見は、以下の通りである。

- ・ 対象とした3つの沿岸外力では、将来の波浪増大の影響が耐波安定性に最も影響を及ぼす。
- ・ 本研究の計算条件においては、地球温暖化を考慮すると期待滑動量が0.2~1.8m増加し、現在気候における期待滑動量に対して60~200%増加する。
- ・ 防波堤の設置水深が深い場合に、波浪の影響が大きく、浅い場合は海面上昇と高潮偏差による水位上昇の影響が大きくなり、水深に応じて主に寄与する外力が異なる。
- ・ 防波堤の期待滑動量の増加率は、設置水深が浅いほど大きくなり、1m以上の大規模滑動の発生確率も、設置水深が浅い方が大きくなる。

本解析結果から、滑動を許容した防波堤の設計では、地球温暖化に伴う設計供用期間中の外力変化を考慮する必要があることがわかった。ただし、本研究の結果は全ての防波堤設計条件に対するものではなく、ある程度条件が限られている。波浪および高潮偏差の将来変化は、地域特性が特に顕著であるため、実際の防波堤設計への活用には個別の条件による検討が必要であり、こうした解析に、本研究で示した方法を用いることができる。

次に、消波ブロック被覆堤に対する最適設計を実施した。主要な知見は以下の通りである。

- ・ 期待滑動量と必要堤体幅に関しては、水深波高比と密接に関係しており、水深波高比1.5~2.0で最低値を取り、水深波高比が小さくなるか、大きくなると、期待滑動量、必要堤体幅が大きくなる。
- ・ 温暖化の影響に関して、水深が深い場合（水深波高比が1.5を超える）、高波浪が碎波せずに来襲するため、温暖化を考慮した場合に期待滑動量と必要堤体幅ともに増加することがわかった。本ケースでは、最大でそれぞれ、350%、140%であった。
- ・ 堤前波高が比較的大きい場合（ここでは8m以上）ハドソン式による必要質量と同程度の消波ブロックが最適となるが、堤前波高が比較的小さい場合（ここでは、6m未満）、LCCの観点からは、ハドソン式による質量よりも大きなブロックを用いる必要がある。
- ・ 補修を考慮することで、ブロックの最適な質量を小さくすることができ、地球温暖化を考慮すると、堤前波高が小さい場合に消波ブロックを大きくする必要があるとわかった。
- ・ LCCは、水深波高比よりも堤前波高に大きく影響を受け、堤前波高が大きい場合にLCCが大きくなる。しかし、補修を考慮することで、特に堤前波高が大きい場合にLCCを大きく低減することができる。
- ・ 地球温暖化を考慮することでLCCは増加するが、その増加率は堤前波高が小さい方が大きくなる。

ここで考慮した外力の将来変化の想定には、程度の違いはあるが不確実性が伴い、これらを考慮した研究については、今後の課題としたい。

参考文献

- 1) (社)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，1485p.，2007.
- 2) 下迫健一郎，高橋茂雄：期待滑動量を用いた混成防波堤直立部の信頼性設計法，港湾技術研究

所報告, 第 37 卷, 第 3 号, pp. 3-30, 1998.

- 3) 酒井和彦, 岡安章夫 : 温暖化による海面上昇を考慮した防波堤の信頼性設計法, 海岸工学論文集, 第 51 卷, pp. 686-690, 2004.
- 4) 高木泰士, 柏原英広, 柴山知也 : 港湾構造物に及ぼす気候変動の影響とその定量的予測—防波堤を対象として—, 土木学会論文集B2 (海岸工学) , Vol. 65, No. 1, pp. 891-895, 2009.
- 5) IPCC AR4 : IPCC fourth assessment report (AR4), <http://www.ipcc.ch/> , 2007.
- 6) 森 信人, 志村智也, 中條壮大, 安田誠宏, 間瀬 肇 : マルチモデルアンサンブルに基づく地球温暖化に伴う沿岸外力の将来変化予測, 土木学会論文集B2 (海岸工学) , Vol. 67, pp.I_1191-I_1195, 2011.
- 7) Mori, N.: Projection of Future Tropical Cyclone Characteristics based on Statistical Model, In Cyclones Formation, Triggers and Control, Nova Science Publishers, Inc., 24p, 2011 (印刷中) .
- 8) 河合弘泰, 橋本典明, 松浦邦明 : 確率台風モデルを用いた地球温暖化後の瀬戸内海における高潮の出現確率分布の推定, 海岸工学論文集, 第 53 卷, pp.1271-1275, 2006.
- 9) 河合弘泰, 橋本典明, 松浦邦明 : 確率台風モデルを用いた内湾の高潮の極値と継続時間の推定, 海岸工学論文集, 第 54 卷, pp.301-305, 2007.
- 10) 河合弘泰, 橋本典明, 山城 賢, 安田誠宏 : 確率台風シミュレーションの風場モデルと将来の台風出現特性による確率高潮偏差の変化, 海岸工学論文集, 第 56 卷, pp.1256-1260, 2009.
- 11) 安田誠宏, 安藤 圭, 森 信人, 間瀬 肇 : 地球温暖化に基づく将来台風変化予測とその確率モデリング, 海岸工学論文集. 第 56 卷, pp.1281-1285, 2009.
- 12) 橋本典明, 河合弘泰, 松浦邦明 : 地球温暖化を考慮した将来の台風特性の解析と確率台風モデルの導入, 海岸工学論文集, 第 52 卷, pp.1221-1225, 2005.
- 13) 森 信人, 岩嶋亮太, 安田誠宏, 間瀬 肇, Tracey H. Tom : 地球温暖化予測に基づく全球の海上風・波浪の将来変化予測, 海岸工学論文集, 第 56 卷, pp.1271-1275, 2009.
- 14) Kitoh et al., and Kakushin Grope3: Hydrological Reserch Letter, No.3, 2010.
- 15) 野中浩一, 山口正隆, 畑田佳男 : 地球温暖化シナリオに伴う北西太平洋での波高極値の変化, 海岸工学論文集, 第 55 卷, pp.1321-1325, 2008.
- 16) 森 信人, 志村智也, 安田誠宏, 間瀬 肇 : 地球温暖化に伴う極大波高の将来変化予測, 土木学会論文集B2 (海岸工学) , Vol. 66, No.1, pp. 1231-1235, 2010.
- 17) 高山知司, 辻尾大樹, 安田誠宏 : 消波ブロック被覆堤の変状による波力増大を考慮した期待滑動量算定法の検討, 海岸工学論文集, 第 54 卷, pp. 906-910, 2007.
- 18) 辻尾大樹, 間瀬 肇, 森 信人 : 沖波出現分布形と年数回来襲を考慮した防波堤の滑動安定性評価, 土木学会論文集B2 (海岸工学) , Vol. 67, pp.I_761-I_765, 2011.
- 19) 下迫健一郎, 多田清富 : 混成堤の性能照査型設計法における滑動量の許容値設定に関する検討, 海岸工学論文集, 第 50 卷, pp. 766-770, 2003.

第8章 結 論

本研究では、沿岸構造物、特に、被覆材（消波ブロック、被覆石および被覆ブロック）、消波ブロック被覆堤に関して期待補修費を考慮した設計供用期間中のLCCを算出し、最適断面を決定する最適設計手法を提案した。また、この最適設計手法を用いて、既存構造物の最適維持管理基準に対する検討方法を提案した。さらに、地球温暖化による将来の外力変化を考慮した最適設計手法を提案し、今後の環境変化を想定した構造物の最適断面の決定手法を示した。

以下では、本論文の重要な結果を整理する。

第2章 では、仕様設計と性能設計の相違について記述し、性能設計の一手法である信頼性解析の概要と沿岸構造物に関する既往の研究事例を示した。また、本研究の手法である最適設計の概要と混成堤に対する既往の研究事例を示した。

第3章 での消波ブロックに対する最適設計については、補修時期を決定する要補修被災度を大きくとれば、LCCによる最適ブロックの質量は軽くなり、さらにLCCも安くなるが、背後や構造物の安全性を検討する必要がある。水深が深くなると、最適質量はハドソン式による必要質量と一致するが、水深が浅い場合には、LCCから判断するとハドソン式で求まる質量よりも重いブロックが最適となり、ハドソン式を用いた設計法ではLCCが高くなる可能性を示した。**第3章** での被覆石・ブロックに対する最適設計について、本対象護岸については、初期建設費は1tの被覆石が最も安く、期待補修費は4tの被覆石が最も安くなったが、2tの被覆石を使用すると総費用が最も安くなり、4tのエックスブロックを用いた場合の約80%になることがわかった。提案した最適設計法によって重量の異なる被覆石や種類の異なるブロックにおけるLCCを比較することによって最適設計ができることを示した。

第4章 では消波ブロック被覆堤に関する滑動被災要因と最適設計に関して検討した。消波ブロック被覆堤の滑動被災要因に関しては、消波ブロック被覆堤の滑動被災事例を対象に、滑動量算定手法を改良して被災状況を再現し、その適用性を確認した。伏木富山港防波堤の滑動要因から波高だけでなく、周期や波浪の継続時間も滑動要因に重要であることを示した。消波ブロック被覆堤の最適設計に関しては、消波ブロック被覆堤を対象に設計供用期間の滑動安定性を満足しつつ、LCCを最小とする最適断面を決定する最適設計手法を提案した。設計供用期間の消波ブロックの補修を考慮することで、期待滑動量と必要堤体幅を小さくすることができ、補修を考慮した場合のLCCを、補修を考慮しない場合の初期建設費より小さくできることを示した。

第5章 では、消波ブロック被覆堤を対象とした最適な維持管理手法に関して検討した。ブロック天端の沈下補修基準を変化させて、各基準に対して算出される供用期間中の累積補修費を算出することにより、大規模被災時の復旧工費増大のリスクも考慮した上での適切な維持管理上の補修基準を評価できる手法を提案した。今回の検討事例の解析結果からは、維持管理において、こまめにブロックの沈下補修（ブロック半個～1個程度）を行うことが、期待補修費の最小化及び大

規模被災時のリスク低減の観点から有効であることを示した。

第6章では、ケーソン式混成堤を対象として、沖波波浪の極値分布形と年複数回波浪を考慮した防波堤の滑動安定性を評価した。年最大値分布では、50年確率沖波波高が同じであっても、裾長さパラメータ γ_{50} や極値分布の形状によって期待滑動量が異なることを示した。年複数回の暴浪来襲を考慮した場合、裾長さパラメータ γ_{50} が1.1の場合では、滑動量が増加する傾向があるため、裾長さパラメータ γ_{50} が小さい場合には、従来の年1回の最大波浪を対象とした滑動量解析では、滑動量を過小評価する可能性があり、年間の複数発生数 λ を考慮した検討が必要であることがわかった。裾長さパラメータ γ_{50} が1.2, 1.3の場合には、年平均発生数が変わっても期待滑動量はほとんど変わらず、従来通りの年1回の最大波浪を検討対象としても問題ないことを示した。

第7章では、地球温暖化による沿岸外力変化を考慮するために既往の研究事例を整理し、沿岸外力の変化傾向を評価し、その影響を考慮してケーソン式混成堤の滑動安定性評価と消波ブロック被覆堤の最適設計を実施し、地球温暖化を考慮した構造物設計手法を提案した。ケーソン式混成堤の滑動安定性評価では、対象とした3つの沿岸外力では、将来の波浪増大の影響が耐波安定性に最も影響を及ぼすことがわかり、本研究の計算条件においては、地球温暖化を考慮すると期待滑動量が60～200%増加した。防波堤の設置水深が深い場合に、波浪の影響が大きく、浅い場合は海面上昇と高潮偏差による水位上昇の影響が大きくなり、水深に応じて主に寄与する外力が異なることがわかった。本解析結果から、滑動を許容した防波堤の設計では、地球温暖化に伴う設計供用期間中の外力変化を考慮する必要があることを示した。消波ブロック被覆堤の最適設計では、期待滑動量と必要堤体幅の計算結果は、水深波高比と密接に関係しており、水深波高比1.5～2.0で最低値をとることを示した。また、地球温暖化の影響は、水深波高比が1.5を超える場合に、期待滑動量と必要堤体幅が増加することを示した。最適となるブロック質量は、堤前波高が比較的大きい場合、ハドソン式による必要質量と同程度の消波ブロックが最適となるが、堤前波高が比較的小さい場合、ハドソン式による質量よりも大きなブロックを用いると、LCCを小さくできる。さらに、補修を考慮することで、ブロックの最適な質量を小さくすることができ、地球温暖化を考慮すると、堤前波高が小さい場合に消波ブロックを大きくする必要があることを示した。LCCは、堤前波高に大きく影響を受けるが、補修を考慮することで、特に堤前波高が大きい場合にLCCを大きく低減することができ、地球温暖化を考慮すると、LCCの増加率は堤前波高が小さい方が大きくなることを示した。

謝 辞

京都大学防災研究所教授 間瀬 肇先生には、本研究を遂行するに当たり、論文内容の全般に渡り、懇切丁寧にご指導やご助言を賜りました。ここに、深甚なる謝意を表します。

京都大学防災研究所准教授 森 信人先生には、特に地球温暖化による沿岸外力変化やその評価方法、本研究への適用方法について、ご指導やご助言を賜りました。深く感謝いたします。

京都大学防災研究所教授 平石哲也先生には、ご多忙にもかかわらず、本論文の審査を引き受けて頂き、海岸工学の幅広い見識に基づいたご指導やご助言を頂きました。謹んで、感謝の意を表します。

京都大学名誉教授 高山知司先生には、研究室配属から在籍していた4年間、海岸工学や研究活動全般の興味深さを温かくご指導いただき、現在の著者を形成するに至っております。先生と出会い、海岸工学の道に導いて頂いて、現職に就くことも研究活動を遂行することもできました。就職後も、2年間に渡る共同研究で本研究の主テーマである最適設計について、ご指導頂きました。また、本研究以外にも、海岸工学全般の諸問題に対して、的確かつ多面的な視点からのご指導やご助言を頂きました。日頃より感謝いたしております。改めて、ここに深謝いたします。

京都大学防災研究所助教 安田誠宏先生には、本論文の全般に渡り、的確かつ丁寧にご指導、ご助言を頂きました。また、研究室在籍時代から現在に至るまで、海岸工学全般に関して、日頃より、熱心に温かくご指導頂いております。改めて、ここに謝意を表します。

独立行政法人 港湾空港技術研究所 河合弘泰上席研究官には、地球温暖化による高潮偏差に関する貴重な研究成果を快くご提供頂きました。ここに謝意を表します。

国土交通省国土技術政策総合研究所 宮田正史主任研究官（当時）には、防波堤の維持管理手法の検討に当たり、的確なご指導、ご助言を頂きました。ここに謝意を表します。

京都大学防災研究所沿岸災害研究室の先輩、同期、後輩の皆さんのご協力とご支援によって、本論文をとりまとめることができました。ここに謝意を表します。

パシフィックコンサルタンツ（株）熊谷健蔵部長、嶋田宏部長、石河雅典水工室長には、本研究を遂行する機会と多大なるご協力とご支援を頂きました。また、大久保陽介氏には期待滑動量解析をお手伝い頂きました。ここに謝意を表します。

最後に、妻 香菜恵には、本研究を遂行するに当たり、全面的な支援を頂いたことを感謝します。天国の両親、家族、新しく産まれる命にも感謝し、本論文の謝辞といたします。